

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

04	APRILE 2021	Revisione per osservazioni Nota DGD n.7956 del 15-04-2021 e validazione	MAGLIOCCHETTI	CASSANI	BERTERO
03	02/03/2021	Revisione per osservazioni Nota DGD n.21124 del 08-10-2020	MAGLIOCCHETTI	CASSANI	BERTERO
00	15/07/2019	Prima emissione	MAGLIOCCHETTI	CASSANI	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L

 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Rock Soil S.p.A.
 Dott. Ing. Giovanna Cassani
 Ord. Ing. Milano N°20997

 Dott. Ing. Giovanna Cassani
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	3	G	E	O	R	R	E	0	3	4
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 APRILE
2021

INDICE

1	PREMESSA.....	16
1.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	17
1.2.	SOFTWARE DI CALCOLO	18
1.2.1.	<i>Approccio Safety (PLAXIS 2D)</i>	<i>18</i>
1.2.2.	<i>Soft soil creep model (PLAXIS 2D)</i>	<i>18</i>
1.2.2.1.	Teoria del creep monodimensionale (PLAXIS 2D)	18
1.2.2.2.	Variabili τ_c e ϵ_c (PLAXIS 2D)	19
1.2.2.3.	Legge differenziale per il creep monodimensionale (PLAXIS 2D)	21
1.2.2.4.	Modello tridimensionale (PLAXIS 2D)	22
1.2.2.5.	Formulazione della condizione di rottura (PLAXIS 2D)	24
1.2.3.	<i>SLOPE/W.....</i>	<i>25</i>
2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	27
2.1.	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	28
2.1.1.	<i>Campagne di indagini precedenti.....</i>	<i>28</i>
2.1.1.1.	Indagini preliminari	28
2.1.1.2.	Seconda campagna d'indagini.....	28
2.1.1.3.	Indagini integrative	29
2.1.2.	<i>Campagne di indagini precedenti.....</i>	<i>29</i>
2.2.	INQUADRAMENTO DELLE UNITA' GEOTECNICHE	30
2.2.1.	<i>Unità Geotecnica 1A.....</i>	<i>31</i>
2.2.2.	<i>Unità Geotecnica 2A.....</i>	<i>31</i>
2.2.3.	<i>Unità Geotecnica 2B.....</i>	<i>31</i>
2.3.	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA.....	31
2.3.1.	<i>Criteri per la caratterizzazione dei terreni incoerenti o debolmente cementati</i>	<i>31</i>
2.3.1.1.	Parametri fisici e stato iniziale del deposito.....	32
2.3.1.1.1.	Stato tensionale iniziale	32
2.3.1.1.2.	Densità relativa	33
2.3.1.2.	Resistenza in condizioni drenate.....	35
2.3.1.3.	Resistenza in condizioni drenate.....	37
2.3.1.4.	Deformabilità	38
2.3.1.4.1.	Moduli elastici a piccole deformazioni	38
2.3.1.4.2.	Moduli elastici a medie e grandi deformazioni	39
2.3.1.4.3.	Modelli di calcolo convenzionali elastico lineari	43
2.3.1.4.4.	Coefficienti di smorzamento intrinseco	43
2.3.1.5.	Permeabilità.....	46
2.3.2.	<i>Criteri per la caratterizzazione dei terreni coesivi</i>	<i>47</i>
2.3.2.1.	Caratteristiche fisiche	47

2.3.2.2.	Stato iniziale.....	47
2.3.2.3.	Resistenza al taglio non drenata	48
2.3.2.3.1.	Prove di laboratorio	48
2.3.2.3.2.	Valutazione di Cu.....	48
2.3.2.4.	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	48
2.3.2.5.	Caratteristiche di deformabilità	49
2.3.2.5.1.	Moduli elastici a piccole deformazioni	49
2.3.2.5.2.	Moduli elastici a medie e grandi deformazioni	49
2.3.2.5.3.	Modelli di calcolo convenzionali elastico lineari	52
2.3.2.5.4.	Coefficienti di smorzamento intrinseco	52
2.3.2.6.	Coefficienti di permeabilità.....	54
2.3.2.7.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria.....	55
2.1.2.1.	Parametri del modello Soft Soil Creep (PLAXIS 2D).....	55
2.3.3.	<i>Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 1A</i>	55
2.3.3.1.	Caratteristiche fisiche U.G.1A	55
2.3.3.2.	Stato tensionale iniziale UG1A	56
2.3.3.3.	Densità relativa UG1A	56
2.3.3.4.	Resistenza in condizioni drenate UG1A	64
2.3.3.5.	Deformabilità UG1A	65
2.3.3.6.	Permeabilità UG1A.....	72
2.3.3.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG1A	73
2.3.4.	<i>Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 2A</i>	74
2.3.4.1.	Caratteristiche fisiche UG2A	74
2.3.4.2.	Stato tensionale iniziale UG2A	75
2.3.4.3.	Densità relativa UG2A	75
2.3.4.4.	Resistenza in condizioni drenate UG2A	85
2.3.4.5.	Deformabilità UG2A	89
2.3.4.6.	Permeabilità UG2A.....	111
2.3.4.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG2A	111
2.3.5.	<i>Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 2B</i>	112
2.3.5.1.	Caratteristiche fisiche UG2B	112
2.3.5.2.	Stato iniziale UG2B.....	116
2.3.5.3.	Resistenza al taglio non drenata UG2B	119
2.3.5.4.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B	131
2.3.5.5.	Deformabilità UG2B	131
2.3.5.6.	Permeabilità UG2B.....	139
2.3.5.7.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B	139
2.3.5.8.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG2B	142
2.4.	ZONIZZAZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	143
2.4.1.	<i>Caratterizzazione geotecnica profilo 1</i>	145

2.4.1.1.	Stratigrafia di riferimento	145
2.4.1.2.	Sondaggi associati al Profilo 1	145
2.4.1.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 1	146
2.4.1.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 1	146
2.4.1.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 1	146
2.4.1.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 1	147
2.4.1.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 1	149
2.4.1.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 1	149
2.4.1.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 1	150
2.4.1.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 1	151
2.4.1.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 1	157
2.4.1.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 1	157
2.4.1.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 1	160
2.4.1.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 1	162
2.4.1.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 1	163
2.4.1.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B	163
2.4.1.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 1	164
2.4.1.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 1	165
2.4.2.	Caratterizzazione geotecnica profilo 2	165
2.4.2.1.	Stratigrafia di riferimento	165
2.4.2.2.	Sondaggi associati al Profilo 2	166
2.4.2.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 2	166
2.4.2.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 2	166
2.4.2.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 2	167
2.4.2.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 2	167
2.4.2.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 2	167
2.4.2.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 2	167
2.4.2.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 2	168
2.4.2.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 2	168
2.4.2.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 2	169
2.4.2.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 2	169
2.4.2.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 2	171
2.4.2.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 2	174
2.4.2.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 2	175
2.4.2.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 2	175
2.4.2.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 2	176
2.4.2.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 2	176
2.4.3.	Caratterizzazione geotecnica profilo 3	177
2.4.3.1.	Stratigrafia di riferimento	177
2.4.3.2.	Sondaggi associati al Profilo 3	177
2.4.3.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 3	178

2.4.3.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 3	178
2.4.3.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 3	179
2.4.3.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 3	179
2.4.3.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 3	181
2.4.3.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 3	181
2.4.3.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 3	183
2.4.3.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 3	184
2.4.3.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 3	192
2.4.3.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 3	192
2.4.3.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 3	194
2.4.3.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 3	196
2.4.3.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 3	197
2.4.3.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 3	198
2.4.3.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 3	199
2.4.3.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 3	199
2.4.4.	Caratterizzazione geotecnica profilo 4	200
2.4.4.1.	Stratigrafia di riferimento	200
2.4.4.2.	Sondaggi associati al Profilo 4	201
2.4.4.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 4	201
2.4.4.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 4	201
2.4.4.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 4	202
2.4.4.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 4	203
2.4.4.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 4	203
2.4.4.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 4	203
2.4.4.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 4	204
2.4.4.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 4	205
2.4.4.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 4	207
2.4.4.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 4	208
2.4.4.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 4	210
2.4.4.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 4	212
2.4.4.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 4	213
2.4.4.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 4	214
2.4.4.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 4	214
2.4.4.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 4	215
2.4.5.	Caratterizzazione geotecnica profilo 5	215
2.4.5.1.	Stratigrafia di riferimento	215
2.4.5.2.	Sondaggi associati al Profilo 5	216
2.4.5.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 5	216
2.4.5.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 5	216
2.4.5.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 5	216
2.4.5.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 5	217

2.4.5.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 5.....	217
2.4.5.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 5.....	217
2.4.5.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 5.....	217
2.4.5.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 5.....	218
2.4.5.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 5.....	218
2.4.5.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 5.....	218
2.4.5.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 5.....	219
2.4.5.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 5.....	222
2.4.5.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 5.....	222
2.4.5.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 5.....	222
2.4.5.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 5.....	222
2.4.5.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 5.....	223
2.4.6.	<i>Caratterizzazione geotecnica profilo 6</i>	223
2.4.6.1.	Stratigrafia di riferimento.....	223
2.4.6.2.	Sondaggi associati al Profilo 6.....	224
2.4.6.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 6.....	224
2.4.6.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 6.....	224
2.4.6.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 6.....	224
2.4.6.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 6.....	225
2.4.6.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 6.....	227
2.4.6.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 6.....	227
2.4.6.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 6.....	227
2.4.6.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 6.....	228
2.4.6.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 6.....	232
2.4.6.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 6.....	233
2.4.6.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 6.....	233
2.4.6.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 6.....	235
2.4.6.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 6.....	236
2.4.6.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 6.....	236
2.4.6.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 6.....	237
2.4.6.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 6.....	237
2.4.7.	<i>Caratterizzazione geotecnica profilo 7</i>	238
2.4.7.1.	Stratigrafia di riferimento.....	238
2.4.7.2.	Sondaggi associati al Profilo 7.....	239
2.4.7.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 7.....	239
2.4.7.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 7.....	239
2.4.7.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 7.....	239
2.4.7.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 7.....	239
2.4.7.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 7.....	240
2.4.7.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 7.....	240
2.4.7.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 7.....	241

2.4.7.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 7	241
2.4.7.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 7	242
2.4.7.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 7	243
2.4.7.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 7	245
2.4.7.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 7	250
2.4.7.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 7	250
2.4.7.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 7	251
2.4.7.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 7	251
2.4.7.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 7	252
2.4.8.	<i>Caratterizzazione geotecnica profilo 8</i>	252
2.4.8.1.	Stratigrafia di riferimento	252
2.4.8.2.	Sondaggi associati al Profilo 8	253
2.4.8.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 8	253
2.4.8.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 8	253
2.4.8.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 8	253
2.4.8.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 8	254
2.4.8.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 8	254
2.4.8.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 8	254
2.4.8.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 8	255
2.4.8.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 8	256
2.4.8.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 8	257
2.4.8.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 8	257
2.4.8.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 8	259
2.4.8.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 8	262
2.4.8.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 8	263
2.4.8.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 8	263
2.4.8.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 8	264
2.4.8.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 8	264
2.4.9.	<i>Caratterizzazione geotecnica profilo 9</i>	265
2.4.9.1.	Stratigrafia di riferimento	265
2.4.9.2.	Sondaggi associati al Profilo 9	265
2.4.9.3.	Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 9	266
2.4.9.3.1.	Densità relativa UG1A – Profilo 9	266
2.4.9.3.2.	Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 9	266
2.4.9.3.3.	Deformabilità UG1A – Profilo 9	266
2.4.9.4.	Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 9	267
2.4.9.4.1.	Densità relativa UG2A – Profilo 9	267
2.4.9.4.2.	Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 9	267
2.4.9.4.3.	Deformabilità UG2A – Profilo 9	268
2.4.9.5.	Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 9	268
2.4.9.5.1.	Stato Iniziale UG2B – Profilo 9	269

2.4.9.5.2.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 9	271
2.4.9.5.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 9.....	275
2.4.9.5.4.	Deformabilità UG2B – Profilo 9	276
2.4.9.5.5.	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 9.....	276
2.4.9.6.	Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 9	277
2.4.9.7.	Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 9.....	278
3.	VERIFICHE A LIQUEFAZIONE	279
3.1.	<i>Metodi per la stima del rischio di liquefazione</i>	<i>279</i>
3.2.	<i>Valutazione di CSR</i>	<i>279</i>
3.3.	<i>Valutazione di CRR da prove SPT</i>	<i>280</i>
3.4.	<i>Valutazione di CRR da prove triassiali cicliche.....</i>	<i>282</i>
3.5.	<i>Valutazione di CRR da prove sismiche in foro e MASW (Vs)</i>	<i>282</i>
3.6.	<i>Calcolo degli indici di severità di liquefazione</i>	<i>283</i>
3.7.	<i>Risultati delle analisi.....</i>	<i>283</i>
3.7.1.	Valutazione di CSR	284
3.7.2.	Valutazione di CRR da prove SPT	284
3.7.3.	Valutazione di CRR da prove triassiali cicliche	292
3.7.4.	Valutazione di CRR da sismiche in foro e MASW (Vs)	294
3.7.4.1.1.	Elaborazioni prove Down-Hole.....	294
3.7.4.1.2.	Elaborazioni prove MASW	307
4.	CARATTERISTICHE DEI RILEVATI E RELATIVE PRESCRIZIONI	324
4.1.	<i>Prove da eseguire sui materiali da rilevato</i>	<i>324</i>
4.1.1.	Caratteristiche del piano di posa e della soprastruttura in rilevato	325
4.2.	<i>Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato</i>	<i>325</i>
4.2.1.	Stesa del materiale.....	325
4.2.2.	Compattazione.....	325
4.2.3.	Condizioni climatiche avverse	325
4.2.4.	Rilevati di prova	326
4.2.5.	Prove di controllo.....	326
4.3.	<i>Prescrizioni sui materiali da rilevato.....</i>	<i>327</i>
4.3.1.	Prove eseguite sui materiali destinati alla realizzazione dei rilevati	327
4.3.2.	Distribuzione granulometrica.....	329
4.3.3.	Parametri caratteristici	330
5.	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI ARGINALI	332
5.1.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	337
5.1.1.	<i>Stratigrafie di riferimento.....</i>	<i>337</i>
5.1.2.	<i>Parametri geotecnici</i>	<i>337</i>

5.1.3.	Ubicazione sezioni di calcolo	338
5.1.4.	Sezione 1.....	338
5.1.5.	Sezione 2.....	339
5.1.6.	Sezione 3.....	339
5.1.7.	Sezione 4.....	340
5.1.8.	Sezione 5.....	340
5.1.9.	Sezione 6.....	340
5.1.10.	Sezione 7.....	341
5.1.11.	Sezione Scavo Lato Sud.....	341
5.1.12.	Parametri caratteristici dei materiali da rilevato	342
5.1.13.	Parametri caratteristici del jet-grouting.....	342
5.2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	342
5.3.	SEZIONI DI CALCOLO	345
5.3.1.	Sezione 1.....	345
5.3.1.1.	Fasi di calcolo – Sezione 1	345
5.3.2.	Sezione 2.....	346
5.3.2.1.	Fasi di calcolo – Sezione 2	346
5.3.3.	Sezione 3.....	347
5.3.3.1.	Fasi di calcolo – Sezione 3	347
5.3.4.	Sezione 4.....	348
5.3.4.1.	Fasi di calcolo – Sezione 4	348
5.3.5.	Sezione 5.....	349
5.3.5.1.	Fasi di calcolo – Sezione 5	349
5.3.6.	Sezione 6.....	350
5.3.6.1.	Fasi di calcolo – Sezione 6	350
5.3.7.	Sezione 7.....	351
5.3.7.1.	Fasi di calcolo – Sezione 7	351
5.3.8.	Sezione Scavo Lato Sud.....	352
5.4.	VERIFICHE DI STABILITÀ: ANALISI NUMERICHE ED ALL'EQUILIBRIO LIMITE	353
5.4.1.	Sezione 1.....	353
5.4.1.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 1	353
5.4.1.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 1	354
5.4.1.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 1	358
5.4.1.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 1	359
5.4.2.	Sezione 1 – verifiche in condizioni di rapido svasso	361
5.4.3.	Sezione 2.....	362
5.4.3.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 2	362
5.4.3.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 2	363

5.4.3.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 2	366
5.4.3.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 2	368
5.4.4.	<i>Sezione 3</i>	369
5.4.4.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 3	370
5.4.4.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 3	371
5.4.4.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 3	375
5.4.4.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 3	377
5.4.5.	<i>Sezione 3 – verifiche in condizioni di rapido svasso</i>	379
5.4.6.	<i>Sezione 4</i>	380
5.4.6.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 4	380
5.4.6.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 4	381
5.4.6.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 4	385
5.4.6.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 4	386
5.4.7.	<i>Sezione 5</i>	388
5.4.7.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 5	388
5.4.7.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 5	389
5.4.7.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 5	393
5.4.7.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 5	394
5.4.8.	<i>Sezione 6</i>	396
5.4.8.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 6	396
5.4.8.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 6	397
5.4.8.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 6	401
5.4.8.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 6	402
5.4.9.	<i>Sezione 7</i>	404
5.4.9.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 7	404
5.4.9.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 7	405
5.4.9.3.	Risultati con SLOPE/W – Sezione 7	409
5.4.9.4.	Analisi con parametri M1 – Sezione 7	410
5.4.10.	<i>Sezione Scavo Lato Sud</i>	414
5.4.10.1.	Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione Scavo Lato Sud	414
5.4.10.2.	Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione Scavo Lato Sud	416
5.5.	VALUTAZIONE SPOSTAMENTI PERMANENTI	418
5.5.1.	<i>Sezione 1</i>	419
5.5.2.	<i>Sezione 2</i>	420
5.5.3.	<i>Sezione 3</i>	421
5.5.4.	<i>Sezione 4</i>	422
5.5.5.	<i>Sezione 5</i>	423
5.5.6.	<i>Sezione 6</i>	424
5.5.7.	<i>Sezione 7</i>	425

5.5.8.	Sezione Lato Sud.....	426
5.6.	ANALISI DINAMICHE SEMPLIFICATE: PROCEDURA DI NEWMARK.....	428
5.6.1.	Scelta degli accelerogrammi spettrocompatibili	428
5.6.2.	Modello lineare equivalente dei terreni.....	432
5.6.2.1.	Materiali granulari componenti il rilevato arginale	432
5.6.2.2.	Materiali coesivi componenti il rilevato arginale	435
5.6.2.3.	Materiali di fondazione	437
5.6.3.	Geometria di calcolo.....	437
5.6.3.1.	Sezione 1	437
5.6.3.2.	Sezione 2	437
5.6.3.3.	Sezione 3	438
5.6.3.4.	Sezione 4	439
5.6.3.5.	Sezione 5	439
5.6.3.6.	Sezione 6	440
5.6.3.7.	Sezione 7	440
5.6.4.	Fasi di calcolo.....	441
5.6.5.	Risultati delle analisi.....	441
5.6.5.1.	Sezione 1	442
5.6.5.2.	Sezione 2	447
5.6.5.3.	Sezione 3	453
5.6.5.4.	Sezione 4	458
5.6.5.5.	Sezione 5	464
5.6.5.6.	Sezione 6	469
5.6.5.7.	Sezione 7	475
5.6.6.	Considerazioni finali sui risultati.....	481
5.7.	VERIFICHE DI SUSCETTIBILITA' ALLA DEGRADAZIONE CICLICA.....	482
5.7.1.	Caratterizzazione dinamica dei terreni.....	482
5.7.2.	Terreni a grana grossa.....	483
5.7.2.1.	Valutazione della suscettibilità alla degradazione per terreni a grana grossa	486
5.7.2.1.1.	Sezione 1	486
5.7.2.1.2.	Sezione 2	490
5.7.2.1.3.	Sezione 3	493
5.7.3.	Terreni a grana fine	495
5.7.3.1.	Valutazione della suscettibilità alla degradazione per terreni a grana fine	496
5.7.3.1.1.	Sezione 1	496
5.7.3.1.2.	Sezione 2	500
5.7.3.1.3.	Sezione 3	503
5.8.	ACCETTABILITA' DEI RISULTATI SECONDO NTC2008.....	505
6.	CEDIMENTI DEI RILEVATI	506

6.1.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	507
6.1.1.	<i>Stratigrafie di riferimento</i>	507
6.1.2.	<i>Parametri geotecnici</i>	508
6.1.3.	<i>Sezione 1</i>	508
6.1.4.	<i>Sezione 2</i>	508
6.1.5.	<i>Sezione 3</i>	509
6.1.6.	<i>Sezione 4</i>	509
6.1.7.	<i>Sezione 5</i>	509
6.1.8.	<i>Sezione 6</i>	510
6.1.9.	<i>Sezione 7</i>	510
6.1.10.	<i>Sezione S14</i>	510
6.1.11.	<i>Sezione S2_PG/S7</i>	511
6.1.12.	<i>Parametri caratteristici dei materiali da rilevato</i>	511
6.1.13.	<i>Parametri caratteristici del jet-grouting</i>	511
6.2.	CALCOLO DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI STATICHE:ANALISI NUMERICHE	512
6.2.1.	<i>Teoria della consolidazione</i>	512
6.2.1.1.	Calcolo analitico dei cedimenti di consolidazione.....	512
6.2.1.1.1.	Valutazione delle tensioni geostatiche iniziali.....	513
6.2.1.1.2.	Valutazione delle sovratensioni indotte dal corpo del rilevato	513
6.2.1.1.3.	Metodo edometrico per il calcolo dei cedimenti di consolidazione primaria	515
6.2.1.1.4.	Evoluzione temporale dei cedimenti di consolidazione primaria	516
6.2.1.2.	Implementazione delle equazioni fondamentali per la consolidazione (PLAXIS 2D)	518
6.2.2.	<i>Soft soil creep model (PLAXIS 2D)</i>	518
6.3.	SEZIONI DI CALCOLO	518
6.3.1.	<i>Sezione 1</i>	519
6.3.1.1.	Fasi di calcolo – Sezione 1	520
6.3.2.	<i>Sezione 2</i>	521
6.3.2.1.	Fasi di calcolo – Sezione 2	521
6.3.3.	<i>Sezione 3</i>	522
6.3.3.1.	Fasi di calcolo – Sezione 3	523
6.3.4.	<i>Sezione 4</i>	524
6.3.4.1.	Fasi di calcolo – Sezione 4	524
6.3.5.	<i>Sezione 5</i>	525
6.3.5.1.	Fasi di calcolo – Sezione 5	526
6.3.6.	<i>Sezione 6</i>	526
6.3.6.1.	Fasi di calcolo – Sezione 6	527
6.3.7.	<i>Sezione 7</i>	528
6.3.7.1.	Fasi di calcolo – Sezione 7	528

6.3.8.	Sezione su sondaggio S14.....	529
6.3.8.1.	Fasi di calcolo – Sezione S14	530
6.3.9.	Sezione su sondaggio S2_PG/S7	530
6.3.9.1.	Fasi di calcolo – Sezione S2_PG/S7	531
6.4.	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE	531
6.4.1.	Sezione 1.....	531
6.4.2.	Sezione 2.....	537
6.4.3.	Sezione 3.....	542
6.4.4.	Sezione 4.....	547
6.4.5.	Sezione 5.....	552
6.4.6.	Sezione 6.....	557
6.4.7.	Sezione 7.....	562
6.4.8.	Sezione S14.....	567
6.4.9.	Sezione S2_PG/S7	572
6.5.	CONFRONTO TRA CALCOLO NUMERICO ED ANALITICO	577
6.5.1.	Risultati analisi numerica	577
6.5.2.	Risultati calcolo analitico.....	577
6.6.	CEDIMENTI SISMICI DEI RILEVATI.....	587
6.7.	CEDIMENTI POST SISMA DEI RILEVATI	587
6.7.1.	Metodo di valutazione di Idriss e Boulanger (2008) – Cedimenti post sismici.....	588
6.7.1.1.	Stima dei cedimenti indotti dall’azione sismica nei terreni granulari saturi	588
6.7.1.2.	Stima dei cedimenti indotti dall’azione sismica nei terreni coesivi soffici	601
6.7.2.	Metodo di valutazione di Idriss e Boulanger (2008) – Cedimenti post-liquefazione	602
6.8.	CONSIDERAZIONI FINALI.....	604
7.	VERIFICA DEL FRANCO NETTO RILEVATI ARGINALI	605
8.	VALUTAZIONE DEL DANNO SULLE PREESISTENZE	608
8.1.	TEORIE PER LA VALUTAZIONE DEL DANNO	608
8.2.	EDIFICI OGGETTO DI STUDIO.....	611
8.3.	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE	613
8.4.	VALUTAZIONE DEL DANNO.....	615
8.4.1.	Edificio 1	615
8.4.2.	Edificio 2	616
8.4.3.	Edificio 3	617
8.4.4.	Edificio 4	618
9.	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MANUFATTI A E B E DI RACCORDO	620
9.1.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	620

9.1.1.	Condizioni geotecniche generali	620
9.1.2.	Caratterizzazione geotecnica per i trattamenti jet-grouting	622
9.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE	624
9.2.1.	Azioni di progetto: metodologie ed ipotesi di calcolo	624
9.2.2.	Approcci di calcolo e combinazioni di carico	626
9.2.3.	Sezione 1: Manufatto A (concio sfiorante)	628
9.2.3.1	Verifica allo scorrimento	628
9.2.3.1.	Verifica al ribaltamento	630
9.2.3.2.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	632
9.2.3.3.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	637
9.2.3.4.	Stima dei cedimenti	640
9.2.4.	Sezione 2: Manufatto A (concio sotto battente)	642
9.2.4.1.	Verifica allo scorrimento	642
9.2.4.2.	Verifica al ribaltamento	644
9.2.4.3.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	646
9.2.4.4.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	650
9.2.4.5.	Stima dei cedimenti	654
9.2.5.	Sezione 3: Manufatto B	656
9.2.5.1.	Verifica allo scorrimento	656
9.2.5.2.	Verifica al ribaltamento	658
9.2.5.3.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	660
9.2.5.4.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	664
9.2.5.5.	Stima dei cedimenti	668
9.2.6.	Sezione 4: Manufatto di raccordo A-B	670
9.2.6.1.	Verifica allo scorrimento	670
9.2.6.2.	Verifica al ribaltamento	672
9.2.6.3.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	674
9.2.6.4.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	678
9.2.6.5.	Stima dei cedimenti	681
9.2.7.	Sezione 5: Manufatto di raccordo A-B	683
9.2.7.1.	Verifica allo scorrimento	683
9.2.7.2.	Verifica al ribaltamento	685
9.2.7.3.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	687
9.2.7.4.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	691
9.2.7.5.	Stima dei cedimenti	694
9.2.8.	Sezione 6: Manufatto Laterale	696
9.2.8.1.	Verifica allo scorrimento	696
9.2.8.2.	Verifica al ribaltamento	698
9.2.8.3.	Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D	700
9.2.8.4.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	704

9.2.8.5.	Stima dei cedimenti	707
9.2.9.	Sintesi dei risultati	708
10.	VERIFICHE DEL FRANCO NETTO.....	710
11.	VERIFICHE GEOTECNICHE MANUFATTO C	712
11.1.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	712
11.2.	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DEL MANUFATTO	714
11.2.1.	Modello di calcolo.....	714
11.2.1.1.	Geometria di calcolo.....	714
11.2.1.2.	Fasi di calcolo.....	718
11.2.1.2.1.	Sezione 1C	718
11.2.1.2.2.	Sezione 2C	718
11.2.1.3.	Modello costitutivo Soft Soil Creep	719
11.2.2.	Stima dei cedimenti	719
11.2.2.1.	Sezione 1C	719
11.2.2.2.	Sezione 2C	722
11.2.3.	Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite	727
11.2.3.1.	Sezione 1C	727
11.2.3.2.	Sezione 2C	732
12.	CONCLUSIONI	737
13.	ALLEGATI	738
13.1.	ALLEGATI: VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MANUFATTI ARGINALI	738
13.1.1.	Tabelle di confronto tra calcolo QUAKE e SLOPE/W pseudostatico	738
13.1.1.1.	Sezione 1	738
13.1.1.1.	Sezione 2	739
13.1.1.2.	Sezione 3	740
13.1.1.3.	Sezione 4	741
13.1.1.4.	Sezione 5	742
13.1.1.5.	Sezione 6	744
13.1.1.6.	Sezione 7	745
13.1.2.	Tabelle per il calcolo della suscettibilità alla degradazione ciclica	746
13.1.2.1.	Terreni a grana grossa	746
13.1.2.1.1.	Sezione 1	746
13.1.2.1.2.	Sezione 2	764
13.1.2.1.3.	Sezione 3	793
13.1.2.2.	Terreni a grana fine	803
13.1.2.2.1.	Sezione 1	803
13.1.2.2.2.	Sezione 2	809

11.1.2.2.3. Sezione 3	823
-----------------------------	-----

1 PREMESSA

La presente Relazione si articola nello specifico nei seguenti capitoli:

- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
- VERIFICHE A LIQUEFAZIONE
- CARATTERISTICHE DEI RILEVATI E RELATIVE PRESCRIZIONI
- VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI ARGINALI
- CEDIMENTI DEI RILEVATI
- VERIFICA DEL FRANCO NETTO RILEVATI ARGINALI
- VALUTAZIONE DEL DANNO SULLE PREESISTENZE
- VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MANUFATTO A
- VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MANUFATTO B
- VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MANUFATTO C
- CONSIDERAZIONI FINALI
- ALLEGATI

La presente relazione interessa la realizzazione della cassa di espansione del Torrente Baganza in località Sala Baganza, a sud ovest della città di Parma. I centri abitati più vicini sono:

- Sala Baganza, a sud-ovest dell'area di progetto;
- Casale di Felino (Comune di Felino), a sud-est dell'area di progetto;
- Carignano (Comune di Parma), a est dell'area di progetto.



Figura 1 – Inquadramento territoriale



Figura 2 – Inserimento dell'opera

1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- “Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana;
- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI – Associazione Geotecnica Italiana;
- D.M. 26 giugno 2014 n.91 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e Traverse)”;
- Raccomandazione su ancoraggi nei terreni AGI AICAP giugno 2012.

1.2. SOFTWARE DI CALCOLO

Nella presente relazione si sono utilizzati i seguenti software di calcolo:

- PLAXIS 2D;
- SLOPE/W;

1.2.1. Approccio Safety (PLAXIS 2D)

L'approccio utilizzato dal programma PLAXIS è denominato "Safety", tale approccio consiste nel ridurre progressivamente i parametri di coesione ed angolo di attrito fino a raggiungere la rottura della struttura investigata. Si utilizza dunque il moltiplicatore ΣMsf al fine di definire il valore dei parametri di resistenza del terreno ad un determinato step di calcolo dell'analisi, secondo la seguente formulazione:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{C_{input}}{C_{reduced}} = \frac{S_{u,input}}{S_{u,reduced}} = \frac{Tensile\ strength_{input}}{Tensile\ strength_{reduced}}$$

Dove i parametri di resistenza con il pedice "input" si riferiscono alle proprietà immesse all'interno del programma, e i parametri con il pedice "reduced" si riferiscono ai valori ridotti utilizzati nell'analisi.

Il calcolo "Safety" è eseguito utilizzando la procedura "Load advancement number of steps procedure". Il valore del moltiplicatore incrementale Msf è usato per specificare la riduzione della resistenza del primo step di calcolo. Tale riduzione è imposta pari a 0.1. I parametri di resistenza quindi sono successivamente ridotti fino a quando tutti gli "step" imposti al programma sono stati imposti (100 di default). A questo punto il fattore di sicurezza è dato da:

$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} = \text{value of } \Sigma Msf \text{ at failure}$$

1.2.2. Soft soil creep model (PLAXIS 2D)

Per simulare il comportamento si terreni compressibili soffici che mostrano un comportamento di compressione secondaria si implementa all'interno di PLAXIS 2D il modello "Soft Soil Creep", ovvero un modello che considera il comportamento di dipendenza dal tempo di tali terreni in termini di deformazioni sviluppate.

Il problema del creep è importante per i problemi che riguardano la costruzione di rilevati, quindi risulta fondamentale valutare tali cedimenti indotti tramite modelli numerici FEM.

1.2.2.1. Teoria del creep monodimensionale (PLAXIS 2D)

Al fine di descrivere il comportamento viscoso del materiale si fa riferimento alla prova edometrica. Buisman (1936) è il primo che considera la prova edometrica e propone la seguente equazione al fine di descrivere il comportamento viscoso di un provino sottoposto ad uno stato di sforzo costante nel tempo:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \left(\frac{t}{t_c} \right) \quad \text{for: } t > t_c$$

Dove ε_c è la deformazione alla fine della consolidazione, t è il tempo misurato dall'inizio del carico, t_c è il tempo finale del ramo di consolidazione primaria e C_B è una costante del materiale.

Assumendo quindi $t' = t - t_c$ l'equazione si può riscrivere come:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \left(\frac{t_c + t'}{t_c} \right) \text{ for: } t' > 0$$

Basandosi quindi sul lavoro di Bjerrum sul comportamento viscoso pubblicato del 1967, Garlanger (1972) propose una equazione nella forma seguente:

$$e = e_c - C_\alpha \log \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \text{ with: } C_\alpha = C_B(1 + e_0) \text{ for: } t' > 0$$

A differenza di Buisman, Garlanger sostituisce le deformazioni verticali con l'indice dei vuoti e il tempo di consolidazione t_c è sostituito dal parametro τ_c .

Una ulteriore formulazione al fine di descrivere la compressione secondaria è quella di Butterfield (1979):

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - c \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right)$$

Dove ε^H è la deformazione logaritmica definita come:

$$\varepsilon^H = \ln \left(\frac{V}{V_0} \right) = \ln \left(\frac{1 + e}{1 + e_0} \right)$$

Il pedice "0" indica i parametri iniziali, mentre l'apice "H" è usato al fine di definire la deformazione logaritmica.

E per piccole deformazioni è possibile mostrare che:

$$c = \frac{C_\alpha}{(1 + e_0) \cdot \ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10}$$

1.2.2.2. Variabili τ_c e ε_c (PLAXIS 2D)

In tale paragrafo si mostra come ricavare i parametri τ_c e ε_c da risultati sperimentali.

Differenziando l'equazione di Butterfield (1979) precedentemente mostrata rispetto al tempo si ottiene:

$$-\dot{\varepsilon} = \frac{c}{\tau_c + t'}$$

Tale forma permette di sfruttare la costruzione grafica sviluppata da Janbu (1969) al fine di valutare i parametri c e τ_c da dati sperimentali.

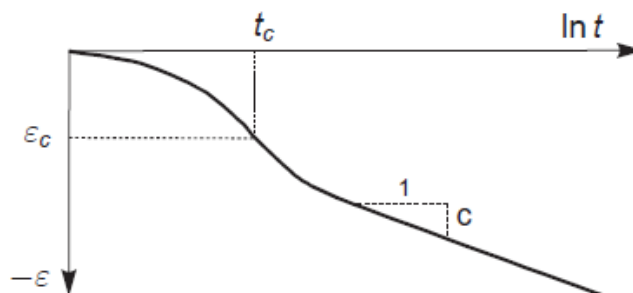


Figura 3 – Deformazione viscosa, parametro c ricavato con metodo grafico tradizionale

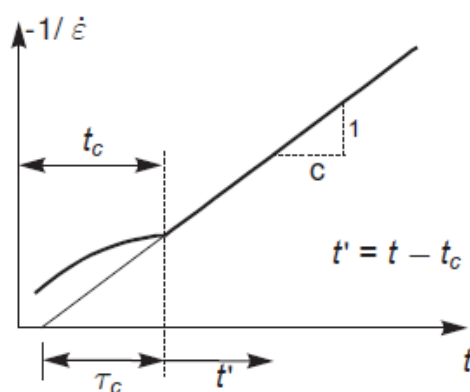


Figura 4 – Inverso dell'incremento di deformazione viscosa, parametro c ricavato con metodo di Janbu (1969)

L'uso del metodo di Janbu permette quindi di ottenere entrambi i parametri sopra citati direttamente interpolando con una linea retta i dati a disposizione. Infatti τ_c è l'intercetta con l'asse non logaritmico del tempo della retta del creep.

Dalla letteratura classica è quindi possibile descrivere la fine della consolidazione ε_c tramite l'equazione:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c = -a \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) - (b - a) \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right)$$

σ'_0 rappresenta lo sforzo efficace iniziale prima del carico, mentre σ' rappresenta lo sforzo efficace post imposizione del carico. Mentre σ_{p0} e σ_{pc} rappresentano la pressione di pre consolidazione corrispondenti alla condizione pre-carico e post-carico. Le costanti "a" e "b" sono espresse come:

$$a = \frac{C_s}{(1 + e_0) \cdot \ln 10} \quad b = \frac{C_c}{(1 + e_0) \cdot \ln 10}$$

Combinando dunque le equazioni mostrate sopra si ottiene:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = -a \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) - (b - a) \ln \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \right) - c \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right)$$

Si esprime quindi la deformazione logaritmica dovuta all'incremento di sforzo efficace dovuto al carico e riferita ad un periodo di tempo $t_c + t'$.

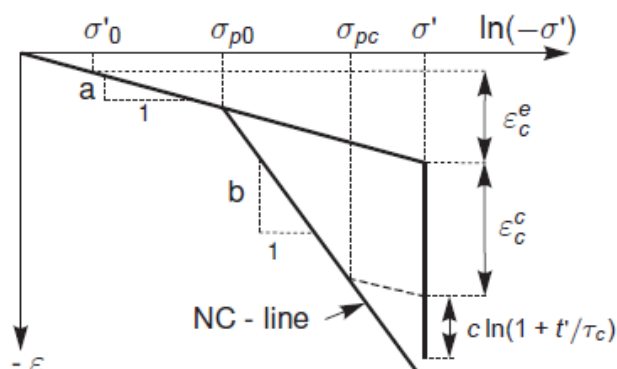


Figura 5 – Curva sforzo-deformazione idealizzata da una prova edometrica, divisione tra le componenti elastica e viscosa degli incrementi di deformazione

Fino a questo punto non si sono trattate le condizioni in cui le condizioni di carico siano variabili nel tempo, al fine di fare questo bisogna introdurre una forma differenziale del modello viscoso.

1.2.2.3. Legge differenziale per il creep monodimensionale (PLAXIS 2D)

Al fine di risolvere problemi in cui il carico applicato non è costante è necessario formulare una legge costitutiva in una forma differente.

Come prima ipotesi si ha che tutte le deformazioni anelastiche sono dipendenti dal tempo. Quindi le deformazioni totali saranno date dalla somma tra una parte elastica ε^e ed una parte dipendente dal tempo ε^c . Si introduce quindi l'equazione:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = -a \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) - (b - a) \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right)$$

Dove si ha:

$$\sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{-\varepsilon^c}{b - a}\right)$$

Combinando le due precedenti equazioni si ottiene:

$$\varepsilon^c - \varepsilon_c^c = -(b - a) \ln\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{pc}}\right) = -c \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right)$$

Tale equazione può essere dunque usata al fine di comprendere meglio la natura di τ_c . In una prova edometrica convenzionale il carico è applicato per step ed ogni step di carico è mantenuto per un determinato periodo $t_c + t' = \tau_c$. In tale condizione di carico per step si ottiene la linea di normal consolidazione con $\sigma_p = \sigma'$. Quindi se all'interno dell'equazione precedente si sostituisce:

- $\sigma_p = \sigma'$
- $t' = \tau_c - t_c$.

Si ha:

$$(b - a) \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} \right) = c \ln \left(\frac{\tau_c + \tau_c}{\tau_c} \right) \quad \text{for: } OCR = 1$$

E quindi si ottiene:

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} \right)^{\frac{b-a}{c}} \quad \text{or: } \tau_c = \tau \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma'} \right)^{\frac{b-a}{c}}$$

Ottenuta l'espressione per τ_c è possibile ora formulare l'equazione differenziale per il creep.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^c = -a \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} - \frac{c}{\tau_c + t'}$$

e quindi:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^c = -a \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} - \frac{c}{\tau_c} \left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_p} \right)^{\frac{b-a}{c}}$$

Se si assume quindi:

$$\sigma_p = \sigma_{p0} \exp \left(\frac{-\epsilon^c}{b-a} \right)$$

Si ottiene infine:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^c = -a \frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} - \frac{c}{\tau} \left(\frac{\sigma'}{\sigma_p} \right)^{\frac{b-a}{c}}$$

1.2.2.4. Modello tridimensionale (PLAXIS 2D)

Estendendo quindi il modello 1D ad uno stato di sforzo e deformazione generalizzato, si adottano gli invarianti di sforzo p isotropo e q deviatorico. Tali invarianti sono utilizzati per definire p^{eq} :

$$p^{eq} = p' + \frac{\tilde{q}^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)}$$

Tale variabile q è simile allo sforzo deviatorico e si mostra come p^{eq} è costante all'interno del piano p - q . Si ottiene dunque l'ellisse derivata dal Cam-Clay modificato come introdotto da Roscoe & Burland (1968).

Il parametro M rappresenta la pendenza della linea di stato critico.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}}$$

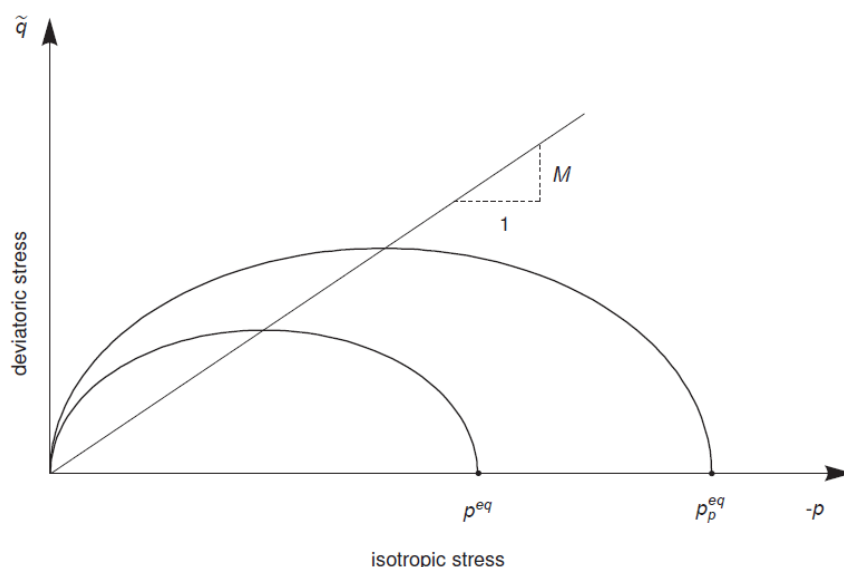


Figura 6 – Diagramma dell'ellisse p^{eq} nel piano p - q

Il parametro ϕ_{cv} è l'angolo di attrito dello stato critico. La pressione equivalente è costante lungo l'ellissoide nello spazio in termini di sforzi efficaci. Nella condizione di stato di sforzo normalmente consolidato si ha che la plasticizzazione avviene per:

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0^{NC} \sigma'_1$$

$$p^{eq} = \sigma'_1 \left[\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right],$$

$$p_p^{eq} = \sigma_p \left[\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right]$$

Dove p_p^{eq} è la pressione di pre-consolidazione generalizzata e per valori noti di K_0^{NC} e p^{eq} si può calcolare σ'_1 , mentre p_p^{eq} si ottiene a partire da σ_p .

Omettendo le deformazioni elastiche si può calcolare:

$$-\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{c}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{b-a}{c}} \quad \text{where} \quad p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} \exp \left(\frac{-\varepsilon_v^c}{b-a} \right)$$

In questo caso si modificano i coefficienti a , b , c delle equazioni monodimensionali del creep:

$$\kappa^* \approx 2a \quad b = \lambda^* \quad \mu^* = c$$

Si specifica come la stima di κ^* sia una approssimazione, in quanto durante scarico e ricarico in condizioni edometriche il rapporto tra le componenti normali di sforzo cambia e quindi i cambiamenti in p' portano ad una deviazione di σ'_1 .

Usando dunque i nuovi parametri si ha:

$$-\dot{\varepsilon}_V^C = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad \text{with} \quad p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} \exp \left(\frac{-\varepsilon_V^C}{\lambda^* - \kappa^*} \right)$$

Al fine di introdurre deformazioni viscosi generalizzate, si assume che tali deformazioni siano semplicemente deformazioni plastiche dipendenti dal tempo.

Al fine di formulare la legge di flusso necessaria è conveniente adottare la notazione vettoriale:

$$\underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & \sigma_2 & \sigma_3 \end{pmatrix}^T \quad \text{and} \quad \underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3 \end{pmatrix}^T$$

Dove T identifica la trasposta. Similmente a quanto fatto per la formulazione monodimensionale, in cui convivevano deformazioni elastiche e viscosi, si usa la legge di Hooke per la parte elastica e la legge di flusso per la parte viscosa:

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^c = \underline{D}^{-1} \dot{\underline{\sigma}} + \lambda \frac{\partial g^c}{\partial \underline{\sigma}'}$$

Dove la matrice di elasticità e la funzione potenziale sono definite come:

$$\underline{D}^{-1} = \frac{1}{E_{ur}} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_{ur} & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & 1 & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & -\nu_{ur} & 1 \end{bmatrix} \quad \text{and} \quad g^c = p^{eq}$$

Dove E_{ur} si relaziona all'indice di rigonfiamento modificato. Si usa la pressione equivalente come una funzione del potenziale plastico per derivare le componenti di incremento deformativo viscoso. Il pedice "ur" identifica il fatto che si sta descrivendo il comportamento di scarico e ricarico.

$$\dot{\varepsilon}_V^C = \dot{\varepsilon}_1^C + \dot{\varepsilon}_2^C + \dot{\varepsilon}_3^C = \lambda \cdot \left(\frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_1} + \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_2} + \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'_3} \right) = \lambda \cdot \frac{\partial p^{eq}}{\partial p'} = \lambda \cdot \alpha$$

Inoltre è possibile definire $\alpha = \partial p^{eq} / \partial p'$:

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \underline{D}^{-1} \dot{\underline{\sigma}} + \frac{\dot{\varepsilon}_V^C}{\alpha} \frac{\partial p^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'} = \underline{D}^{-1} \dot{\underline{\sigma}} - \frac{1}{\alpha} \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \frac{\partial p^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'}$$

Dove:

$$p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} \exp \left(\frac{-\varepsilon_V^C}{\lambda^* - \kappa^*} \right)$$

1.2.2.5. Formulazione della condizione di rottura (PLAXIS 2D)

La formulazione del creep non include la rottura del materiale. Si utilizza quindi un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, che si aggiunge al modello "soft soil creep", generando deformazioni plastiche appena la condizione di rottura è raggiunta.

Quindi appena il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb è raggiunto si ha $f=0$, si sviluppano deformazioni plastiche istantanee in accordo con quanto espresso dalla legge di flusso.

$$\dot{\underline{\epsilon}}^P = \lambda \partial g / \partial \underline{\sigma}' \text{ with } g = g(\sigma', \psi)$$

1.2.3. SLOPE/W

Le verifiche sono state condotte anche con il programma SLOPE (Metodo all'equilibrio limite), utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio r , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza b , per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante M_s e ribaltante M_r calcolati rispetto al centro del cerchio.

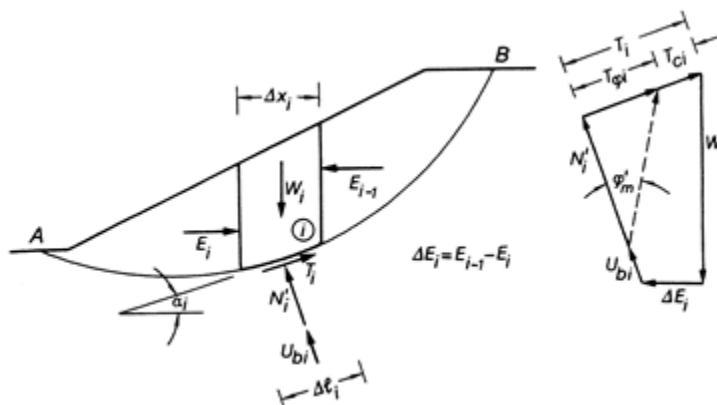


Figura 7 – Azioni agenti su un concio del volume di terreno instabile

Il contributo al momento stabilizzante M_s di un concio è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso W ortogonale alla base per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della eventuale coesione c , per la lunghezza $b/\cos\alpha$, dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \tan\phi}{m\alpha} \times r$$

Dove:

$$m\alpha = \cos\alpha \times \left(1 + \frac{\tan\alpha \times \tan\phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_r di un concio è fornito dalla componente del peso W parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin\alpha \times r$$

La stabilità globale viene valutata utilizzando il fattore ausiliario ODF ("Over design factor"), che è il rapporto fra la resistenza di progetto R_d (in termini di somma dei momenti stabilizzanti), calcolata utilizzando i parametri di progetto dei terreni $\tan(\phi'd) = \tan(\phi'k)/\gamma_\phi$ e $c'd=c'k/\gamma_c$ e divisa per il coefficiente parziale sulla resistenza del sistema geotecnico γ_R , e la somma delle azioni di progetto E_d ottenute amplificando i carichi con i coefficiente parziali γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} (in termini di somma dei momenti ribaltanti).

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare un fattore di sicurezza superiore a 1.1, dove il fattore di sicurezza è espresso come:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_R} = \frac{R_d / E_d}{\gamma_R} = \frac{M_s(\phi'_d; c'_d) / M_r}{\gamma_R}$$

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il presente capitolo recepisce quanto riportato nelle "Osservazioni Istruttorie sugli elaborati del P.E. aggiornato a Luglio 2020" documento redatto dalla *Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, Cassa di espansione sul torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839.*

Nelle osservazioni al capitolo "4. ASPETTI GEOTECNICI GENERALI" si dice che:

"Circa la caratterizzazione dei materiali, i Progettisti hanno ritenuto di dover specializzare meglio, nell'ambito dei singoli profili, i parametri geotecnici caratteristici, prendendo a riferimento le indagini più specificatamente ricadenti nelle corrispondenti aree di influenza. A seguito delle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 erano emerse delle incongruenze da giustificare/eliminare; si segnalava infatti che: "Nella sezione 2 (profilo 1) e nella sezione 1 (profilo 2) sono riportati valori di angolo di attrito che non trovano riscontro dalle prove di laboratorio ($\varphi' = 41^\circ$).

I progettisti in proposito hanno dichiarato che trattasi di un refuso e quindi aggiornato i valori delle caratteristiche meccaniche assegnati al terreno appartenente all'unità UG2B (coesione efficace pari a 5 kPa; angolo di attrito efficace $\varphi' = 25^\circ$).

Si prende atto della conferma che trattasi di un refuso, ma si rileva che lo stesso non risulta ancora del tutto eliminato in quanto si ritrova in successive parti della relazione."

I parametri di calcolo presentati all'interno del capitolo 2.4.2 in riferimento al Profilo 2 (Sezione 1) trovano riscontro sia nella caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B, sia nella caratterizzazione geotecnica zonizzata.

I parametri di calcolo presentati all'interno del capitolo 2.4.1 in riferimento al Profilo 1 (Sezione 2) trovano riscontro nella caratterizzazione geotecnica zonizzata in corrispondenza del Profilo 1, si discosta pertanto dalla caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B.

Inoltre si osserva che:

"Parimenti per l'unità 2B, nel profilo 4 e 7, veniva espresso che per profondità maggiori di circa 15 m "si hanno strati deboli con coesione nulla". Per il profilo 8 veniva anche indicato che "il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio dei parametri generali ad una profondità di circa 20 m" e per il profilo 9 veniva parimenti indicato che "sono presenti livelli di debolezza a 20-25 m da p.c. con valori di coesione nulla". Tali affermazioni non trovavano riscontro nella caratterizzazione adottata per tutti i manufatti, che è invece pari a quella generale. Di tali affermazioni si chiedeva adeguato riscontro.

Nella documentazione del luglio 2020 i Progettisti, affermano che le predette considerazioni si riferiscono a valori "puntuali" e quindi tali da non poter essere estese all'intero volume di terreno interessato. Ad ogni modo affermano che "sarà dato il riscontro richiesto".

Si prende atto di dette considerazioni, pur condivisibili, ma si rileva che nelle singole relazioni non viene fornito il riscontro richiesto;"

Per il recepimento di tale osservazione si è dunque specificato all'interno dei capitoli 2.4.4.5, 2.4.7.5, 2.4.8.5 e 2.4.9.5 (affidenti ai profili 4,7,8 e 9) che "tali valori di coesione nulla sono da intendersi come puntuali e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno".

"per converso, nella relazione di stabilità degli argini ricadenti nelle zone interessate dai profili sopra richiamati, ai terreni appartenenti all'unità UG2B viene assegnato un valore di coesione pari al doppio ($c' = 10$ kPa) tranne

per la sola verifica della sezione dello scavo lato Sud, dove al medesimo terreno viene assegnata una coesione pari a 5 kPa. Si conferma quindi la necessità di un coordinamento progettuale degli atti.”

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per tutti i profili geotecnici riportati al capitolo 2.3.5. Infatti, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale mentre il valore di coesione rientra all'interno del range di caratterizzazione geotecnica generale (5-10 kPa).

Il presente capitolo si articola nello specifico nelle seguenti parti:

- INDAGINI GEOGNOSTICHE
- INQUADRAMENTO DELLE UNITA' GEOTECNICHE
- PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA
- ZONIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Il presente capitolo ha lo scopo di illustrare i risultati delle campagne geognostiche eseguite nel corso del progetto preliminare e definitivo, al fine di fornire il modello geotecnico del sottosuolo con i parametri caratteristici di resistenza, compressibilità e permeabilità degli strati di fondazione.

Per i rilevati delle casse di espansione vengono definite le caratteristiche dei materiali da impiegare.

2.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1.1. Campagne di indagini precedenti

2.1.1.1. Indagini preliminari

Nell'ambito della campagna di indagini preliminari commissionate da AIPO sono state condotte dalla ditta ParmaGeo s.r.l. di Basilicanova (PR), nel periodo compreso tra Luglio 2011 e Agosto 2011, le seguenti indagini:

- n.3 sondaggi (S1_PG, S2_PG e S3_PG) a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile tra i 40 e 50m da piano campagna;
- n.1 prova di permeabilità Lefranc in sito in corrispondenza del sondaggio S2_PG.

Nell'ambito delle indagini preliminari è stata condotta una campagna di prove geofisiche commissionate da AIPO a GeoExploration s.r.l. di Forlì (FC). Le indagini, eseguite nel periodo tra Luglio e Agosto 2011, sono le seguenti:

- n.5 allineamenti geoelettrici con tecnica tomografica per una lunghezza complessiva di 24÷45m;
- n.1 stendimento sismico a rifrazione;
- n.2 stendimenti sismici a riflessione sovrapposti a quello a rifrazione,
- n.1 rilievo sismico di tipo down-hole nel foro di sondaggio S1_PG.

Inoltre su n.6 campioni rimaneggiati prelevati dai fori di sondaggio sono state eseguite prove di classificazione in laboratorio.

2.1.1.2. Seconda campagna d'indagini

Nel periodo tra Giugno e Settembre 2012 è stata eseguita una seconda campagna d'indagini geognostiche commissionata da AIPO alla ditta SOGEO s.r.l. di Lugo (RA). Sono state eseguite le seguenti indagini:

- n.17 sondaggi (S1, S2, ... S16, S1bis) a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile di 30.0÷60.0m dal piano campagna;
- n.9 perforazioni a distruzione di nucleo a profondità variabile tra 20.0 e 28.0m dal p.c. (Sa, Sb,...Si);
- n.84 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio;
- n.21 prove di permeabilità Lefranc;
- n.10 prove penetrometriche dinamiche DPSH a profondità variabile da 2.0 a 12.0m dal p.c.;
- n.10 pozzetti esplorativi della profondità di 4.0 m con prelievo di campioni rimaneggiati.

Su incarico della società SOGEO s.r.l. la ditta GeoExploration s.r.l. di Forlì (FC) ha inoltre condotto:

- n.1 indagine geofisica tipo down-hole nel foro di sondaggio S2.

Oltre a ciò, è stato eseguito nell'Agosto 2012 n.1 sondaggio (S4_PG) dalla società ParmaGeo s.r.l. di Basilicanova (PR).

Durante questa seconda campagna d'indagine sono stati prelevati n.25 campioni di terreno indisturbato sottoposti a prove di laboratorio di classificazione e per definire i parametri di resistenza meccanica e deformabilità.

Le prove di laboratorio eseguite presso il Laboratorio prove materiali e strutture dell'Università degli Studi di Parma-DICATeA sono state:

- n.35 prove di classificazione;
- n.14 prove edometriche;
- n.7 prove di taglio diretto.

2.1.1.3. Indagini integrative

Nel mese di Luglio 2013 è stata svolta una campagna d'indagine integrativa che è consistita in:

- n.2 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati.

2.1.2. Campagne di indagini precedenti

Nell'ambito del progetto definitivo è stata condotta una campagna d'indagine dalla società Vicenzetto s.r.l. di Villa Estense (PD) nel periodo compreso da Giugno ad Ottobre 2016. Le indagini eseguite sono le seguenti:

n.9 sondaggi (SI1, SI2, ... SI9) a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 20m da p.c.;

- n.4 sondaggi (SIG1, SI2, SIG3, SIG4) a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 45m da p.c., con prove SPT in corrispondenza dei terreni incoerenti e di prove tipo Torvane e Pocket Penetrometer in presenza delle lenti coesive;
- n.6 sondaggi (SMC1, SMC2, ... SMC6) a carotaggio continuo spinti fino a profondità variabile tra i 13m e i 25m da p.c., con prove tipo Torvane e Pocket Penetrometer in presenza dei terreni coesivi;

- n.80 pozzetti esplorativi con profondità variabili di 1.0÷3.0m da p.c;
- n.4 sezioni geoelettriche con tecnica tomografica;
- n.3 profili geofisici tipo MASW 2D (n.27 MASW).

Durante la campagna d'indagine sono stati prelevati sia campioni indisturbati che campioni rimaneggiati stati sottoposti presso la stessa società Vincenzetto s.r.l. alle seguenti prove di laboratorio:

- n.42 prove di classificazione;
- n.6 prove di compressione con espansione laterale libera;
- n.6 prove edometriche;
- n.4 prove di taglio diretto;
- n.3 prove di colonna risonante;
- n.2 prove triassiali cicliche.

Inoltre i terreni prelevati dai pozzetti esplorativi sono stati sottoposti ad analisi chimica completa da parte del laboratorio R&C Lab s.r.l. di Altavilla Vicentina (VI).

Negli elaborati grafici sarà riportata l'ubicazione delle indagini geotecniche soprariportate.

2.2. INQUADRAMENTO DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Sulla base di quanto riportato nella relazione geologica, nelle sezioni geologiche e nei profili geotecnici si sono definiti i profili geotecnici di riferimento per le varie aree interessate dalle opere in progetto caratterizzati dalla presenza di tre unità geotecniche prevalenti:

- Unità Geotecnica 1A, costituita da depositi prevalentemente sabbiosi-ghiaiosi che corrisponde all'unità AES8a (Unità di Modena);
- Unità Geotecnica 2A, costituita da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa che corrisponde all'unità AES8(1) (Sistema di Ravenna);
- Unità Geotecnica 2B, costituita prettamente da livelli limo-argillosi che corrisponde all'unità AES8(2) (Sistema di Ravenna).

La grande estensione dell'area in esame comporta necessariamente un'analisi locale della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere, successione che può comunque essere sintetizzata con uno strato superficiale costituito dall'unità geotecnica 1A con spessore variabile o totalmente assente nelle parti ad Est della zona di progetto; seguito più in profondità da strati di ghiaie e sabbie in abbondante matrice limoso/argillosa (2A), intervallati da livelli prettamente limo argillosi (2B).

Sulla base dei risultati delle campagne d'indagini geognostiche citate nel Capitolo 2 è stato possibile caratterizzare le tre unità geotecniche con i parametri di resistenza e deformabilità descritti nei paragrafi seguenti.

2.1.1. Unità Geotecnica 1A

Lo strato superficiale del terreno di fondazione è costituito da depositi sabbiosi-ghiaiosi appartenenti all'unità di Modena.

Le campagne geognostiche condotte in corrispondenza dell'unità geotecnica 1 sono costituite principalmente dalla caratterizzazione in laboratorio dei materiali prelevati dai pozzetti esplorativi e dalle prove penetrometriche in sito tipo SPT (Standard Penetration Test) i cui risultati riportano sempre valori di N_{SPT} a rifiuto.

2.1.2. Unità Geotecnica 2A

L'unità geotecnica denominata 2A è costituita da ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa appartenenti al subsistema di Ravenna.

Nel corso delle campagne d'indagini citate nel Capitolo 2 per la determinazione delle caratteristiche di questa unità sono state eseguite prove in sito di tipo SPT (Standard Penetration Test) e prove di classificazione in laboratorio su campioni rimaneggiati prelevati. Per la caratterizzazione concorrono anche l'andamento delle V_s determinate con le prove geofisiche tipo MASW 2D.

2.1.3. Unità Geotecnica 2B

L'Unità Geotecnica 2B fa parte del subsistema di Ravenna e comprende i livelli di terreno prettamente limosi-argillosi. In corrispondenza di questa unità, in cui il materiale è di natura coesiva, sono state eseguite sia prove in sito (S.P.T., Torvane e Pocket Penetrometer) che prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati (prove di classificazione, compressione, edometriche, taglio diretto, colonna risonante e triassiali cicliche).

2.3. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Come già descritto precedentemente. Nel seguito verranno riportati i criteri e le elaborazioni analitiche al fine di ottenere i parametri caratteristici per:

- Terreni incoerenti o debolmente cementati a grana grossa (nel caso in esame si parla delle unità geotecniche 1A e 2A);
- Materiali a grana fine (limi e argille, nel caso in esame si parla dell'unità geotecnica 2B).

2.3.1. Criteri per la caratterizzazione dei terreni incoerenti o debolmente cementati

In questa sede per terreni incoerenti a grana grossa si intendono quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) generalmente inferiori a 30-35%.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica si basa sull'interpretazione delle prove in sito (SPT, sismiche) e delle prove di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

La caratterizzazione evidenzia i seguenti aspetti:

- Parametri fisici e stato iniziale in sito.
- Resistenza al taglio.
- Deformabilità.
- Permeabilità.

2.3.1.1. Parametri fisici e stato iniziale del deposito

Per quanto concerne i parametri fisici, in base alle prove del laboratorio effettuate su provini disturbati e/o rimaneggiati si sono potute ottenere delle informazioni sui fusi granulometrici caratteristici (fuso medio e range di variabilità suffragato da considerazioni di tipo probabilistico) e sulle principali caratteristiche granulometriche medie, valori del peso di volume dei granuli γ_s .

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale o densità relativa D_r .

Per quanto riguarda i primi due punti, le indicazioni relative al livello di falda e quindi ai valori delle pressioni neutre si è fatto riferimento alle indicazioni di carattere geologico.

2.3.1.1.1. Stato tensionale iniziale

Per la storia dello stato tensionale necessaria per la determinazione delle tensioni orizzontali per il tramite di K_0 , è stato possibile avere delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere geologico.

Per la stima di K_0 , oltre alle informazioni di carattere geologico, (es: entità dell'erosione,...) si possono utilizzare le seguenti correlazioni che tengono implicitamente conto di

- stato di addensamento
- storia tensionale

- k_0 per terreni normalconsolidati:

- $k_{0\ nc} = (1 - \sin \phi')$ Jaky (1944)
- correlazione di Bellotti (1985) per materiali granulari riportato nella seguente figura

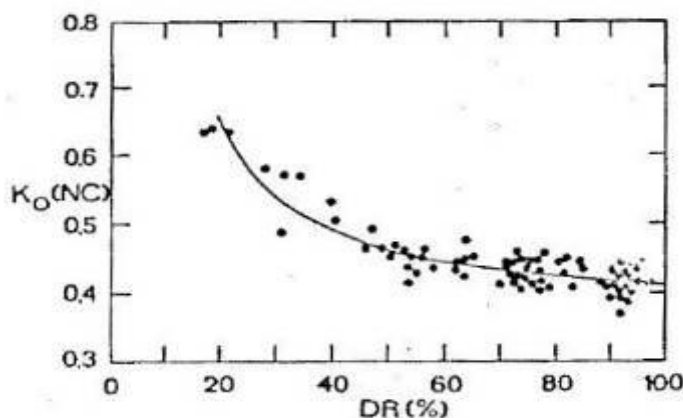


Figura 8 – Correlazione di Bellotti

- k_0 per terreni sovraconsolidati

- $k_{0\ sc} = k_{0\ NC} \cdot (OCR)^{0.5}$ Mayne and Kulhawy (1982) con OCR=grado di sovra-consolidazione

Per quanto riguarda invece l'indice dei vuoti iniziale (e_0) e la densità relativa (D_r) vengono ricavati dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

2.3.1.1.2. Densità relativa

La densità relativa si definisce:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_o}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

e_{\max} = indice dei vuoti massimo del materiale;

e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale;

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale;

- D_r per terreni incoerenti prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie:

Per quanto riguarda i **terreni incoerenti prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie** la determinazione della densità relativa D_r rischia di essere meno rappresentativa sia per motivi di natura operativa (tipo di attrezzatura utilizzata) sia per la presenza di valori a rifiuto che non sono necessariamente indice di elevati gradi di addensamento. In questa sede per tenere conto di tali fattori si è operato come espresso nel seguito.

L'interpretazione dei valori NSPT verrà fatta in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) utilizzando la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

- D_r = densità relativa;
- $(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT}) \cdot \frac{ER}{78}$$
- D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (espressa in mm)

Il valore del D_{50} è stato desunto sulla base delle curve granulometriche disponibili dalle prove di laboratorio per le formazioni in esame. Nelle correlazioni si è considerato il valore corrispondente al fuso granulometrico medio delle formazioni.

- σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (espresso in kPa);
- $k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati;
- $k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati;

Inoltre sarà adottata la formulazione di Jamiolkowski et al. 1985, dove si evidenzia l'influenza della compressibilità, che può condurre ad un errore di circa il 12% sulla stima della densità relativa. Tale relazione vale per sabbie silicee non cementate e di recente deposizione, normalmente consolidate. Tale formulazione mette in relazione densità relativa e resistenza penetrometrica.

$$D_r = -98 + 66 \log \left[\frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0.5}} \right]$$

Dove q_c e σ'_{vo} sono espressi in t/m²

Si possono inoltre sfruttare le prove penetrometriche dinamiche (DPSH), realizzate tramite l'uso un maglio di 63.5 kg, con una caduta di 0.75 m (con punta di diametro 50.8 mm).

Si utilizzano tre principali metodi di interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche continue (**DP**):

- Risalire da NDP a NSPT ed utilizzare poi le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova;
- Restituire i valori delle prove DP in termini di resistenza dinamica alla penetrazione q_d e correlarla poi con una resistenza statica equivalente da introdurre nelle formule per la capacità portante, oppure correlando q_d con la resistenza alla punta q_c ottenuta con le prove penetrometriche statiche ed utilizzare poi le correlazioni esistenti fra q_c ed i parametri geotecnici;

- Correlare direttamente i valori di N_{DP} con quelli di q_c ottenuti con il penetrometro statico ed utilizzare poi le correlazioni esistenti per q_c .

Ovvero si ha che (per i parametri con i quali è stata eseguita la prova):

$$\frac{N_{30(DPSH)}}{N_{SPT}} \cong 1.15 \text{ (secondo la correlazione di Muromachi e Kobayashi 1981)}$$

Oppure tenendo conto dell'attrito laterale, tale relazione potrebbe essere riscritta come:

$$\frac{N_{30(DPSH)}}{N_{SPT}} \cong 1.0$$

Inoltre si riportano le correlazioni dell'autore E. Waschowski (Lab. Reg. des Ponts et Chaussées, Francia), che riporta un confronto tra la resistenza alla penetrazione dinamica q_d e la resistenza alla penetrazione statica q_c .

Quindi, nel caso di argille normalconsolidate, limi, sabbie sciolte e mediamente addensate si ha:

$$\frac{q_d}{q_c} = 1$$

Mentre nel caso di sabbie addensate e ghiaie si ha che:

$$0.5 < \frac{q_d}{q_c} < 1.0$$

2.3.1.2. Resistenza in condizioni drenate

L'angolo di **resistenza al taglio di picco** φ'_{picco} è stato determinato facendo riferimento al metodo proposto da *Bolton* (1986) in base al quale:

- $\varphi'_{\text{picco}} = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$
- $DI = Dr \cdot [Q - \ln(p_r')] - 1$

essendo:

- φ'_{picco} = angolo di attrito di picco riferito a pressioni $\sigma_{ff}' = 272$ kPa;
- Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto in questa sede pari a 10;
- $p_r' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi *Jamiolkowski et al. 1988*) (espresso in kPa);
- σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa;
- m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi tabella);
- φ_{cv}' = angolo di attrito di stato critico;
- Dr = densità relativa.

Tabella 1 – Valori della costante empirica “m” secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
-----------------------	---

Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' andrebbero ricavati da prove di laboratorio su provini ricostituiti a basse densità relative.

In assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella tabella (Youd, 1972)

Tabella 2 - Valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In questa sede per i valori di stato critico si sono assunti cautelativamente i seguenti valori:

- $\varphi_{cv}' = 33^\circ$ in presenza di sabbie;
- $\varphi_{cv}' = 33^\circ\text{-}35^\circ$ in presenza di sabbie e ghiaie;
- $m = 3$.

In accordo con l'involuppo curvilineo di Baligh (1975) fino a valori di $\sigma_{ff}' = 272\text{KPa}$ l'angolo di attrito di picco può ritenersi costante.

Per valori superiori esso tenderà a diminuire ed andrà determinato in base al campo di valori progettuali di σ_{ff}' .

Al proposito può essere utilizzata l'espressione di Baligh (1975) valida per valori secanti dell'angolo di attrito di picco:

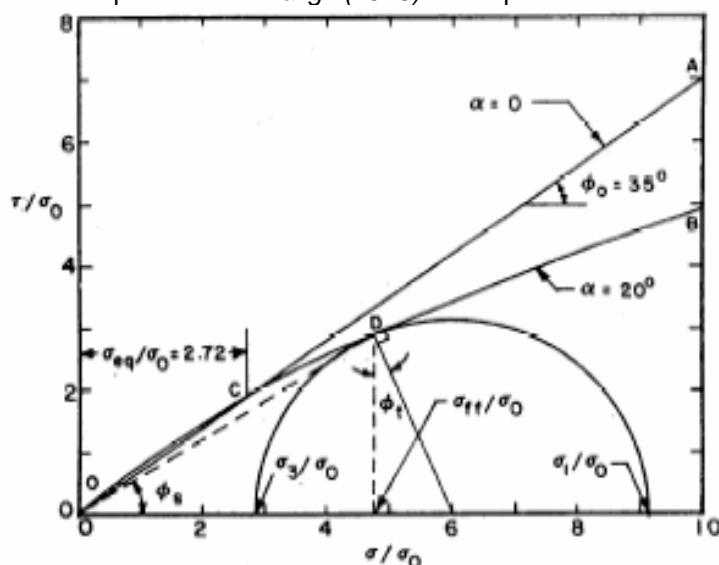


Figura 9 – Involuppo di Baligh, 1975

$$\tan \phi' = \tan \phi'_0 + \tan \alpha \left(\frac{1}{2.3} - \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{ff}}{p_a} \right) \right) \geq \tan \phi_{cv}$$

(maggiore del valore corrispondente all'angolo di attrito di stato critico)

- ϕ'_0 = angolo in corrispondenza di $\sigma'_{ff}=272$ KPa;
- $\alpha = 1.25 (D_r - 0.2) 10^\circ$, angolo che dipende dalla non linearità dell'involuppo (4° - 7° per $D_r=0.55$ - 0.75).

Per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio si sono utilizzate anche le relazioni proposte da Schmertmann (1977) idonee alla caratterizzazione di terreni di natura incoerente; con riferimento alla figura seguente funzione della granulometria dei terreni sono state definite correlazioni del tipo:

$$\phi' = \alpha + \beta \times D_r$$

Come per la valutazione della densità relativa D_r , il grado di addensamento dei terreni investigati conduce alla stima di valori dell'angolo di resistenza al taglio molto elevati, talvolta non realistici. Per questo motivo si è ritenuto opportuno limitare il valore di ϕ' ad un massimo pari a 45° .

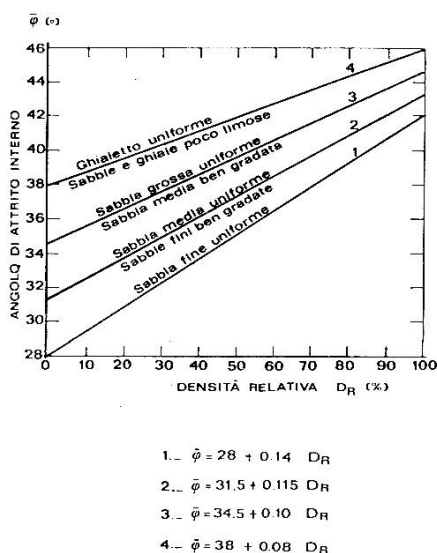


Figura 10 - Correlazioni di Schmertmann (1977)

Data la natura del terreno i parametri della correlazione di Schmertmann considerati sono pari a $\alpha=28$ e $\beta=0.14$, mentre per la densità relativi si sono considerati i valori medi ricavati dalle relazioni citate precedentemente.

2.3.1.3. Resistenza in condizioni drenate

In **condizioni non drenate**, i depositi di **terreni granulari sciolti** possono liquefare, ovvero si possono trasformare in fluidi.

Al fine di valutare la **suscettibilità alla liquefazione** o potenziale di liquefazione di un deposito granulare attraverso metodi semplificati occorre stimare gli sforzi di taglio indotti dal terremoto atteso e la resistenza ciclica non drenata del terreno. Per tali considerazioni si rimanda al capitolo specifico.

2.3.1.4. Deformabilità

2.3.1.4.1. *Moduli elastici a piccole deformazioni*

Come è noto il comportamento deformativo dei terreni a piccole deformazioni (deformazioni di taglio $\gamma < \gamma_l$ con γ_l soglia di linearità) si presenta lineare e dipende da variabili dipendenti dalla tipologia dei materiali (granulometria, caratteristiche fisiche dei grani,...) e da variabili di stato (stato tensionale, addensamento, storia tensionale,...).

In generale per i **terreni incoerenti**, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- G_0 aumenta all'aumentare della pressione media p' ;
- G_0 diminuisce all'aumentare dell'indice dei vuoti e ;
- G_0 aumenta all'aumentare del grado di cementazione c ;
- G_0 non risente sensibilmente della **velocità di applicazione dei carichi**;

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle **onde di taglio V_s** utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$
$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³
- ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.20-0.30
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La **velocità di propagazione delle onde di taglio V_s** può essere ricavata direttamente da prove geofisiche “down hole” e “cross hole” o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da *Ohta & Goto (1978)* (vedi anche *Baldi et al., 1989*); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{espressa in m/sec})$$

essendo:

- $C = 67.3$
- z = profondità dal p.c. in metri
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la tabella)
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la tabella)

Tabella 3 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 4 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.07	1.09

Nei fori di sondaggio ove è presente una prova sismica può essere effettuato un **confronto fra le V_s** stimate da SPT con quelle misurate, consentendo una eventuale "taratura" della correlazione di Ohta Goto che quindi può applicarsi affidabilmente anche in contesti in cui non si hanno a disposizione misure di V_s da prove sismiche.

Si è utilizzata inoltre anche la formula di *Yoshida et al. (1988)*:

$$V_s = k N_{SPT}^{0.25} \sigma_{v0}^{0.14}$$

in cui k rappresenta un coefficiente in funzione del tipo di terreno analizzato e per l'unità geotecnica 1A e 2A è stato considerato pari a 55.

2.3.1.4.2. Moduli elastici a medie e grandi deformazioni

Il comportamento deformativo a medie deformazioni ($\gamma_i < \gamma < \gamma_v$ con γ_v soglia di deformazione volumetrica) ed a grandi deformazioni di taglio ($\gamma > \gamma_v$) si manifesta in modo fortemente non lineare.

Le curve di $\mathbf{G}(\gamma)$ risultano normalizzate rispetto a \mathbf{G}_0 per valutare l'effetto di alcuni fattori indipendentemente da quelli che influenzano \mathbf{G}_0 riportati nel precedente paragrafo.

La soglia di linearità γ_l per terreni granulari può fissarsi già a partire da un valore pari a 0.001%: essa diminuisce al crescere della dimensione dei grani ed aumenta con la pressione p' di confinamento. Esistono varie correlazioni in letteratura per definire opportune curve di degrado del modulo in funzione dei parametri sopra menzionati.

Tali curve risultano valide anche per terreni a grana fine per i quali si rimanda allo specifico paragrafo e possono utilizzarsi in modelli di calcolo elastici non lineari. Si riportano di seguito alcune relazioni.

- *Ishibashi e Zang (1993):*

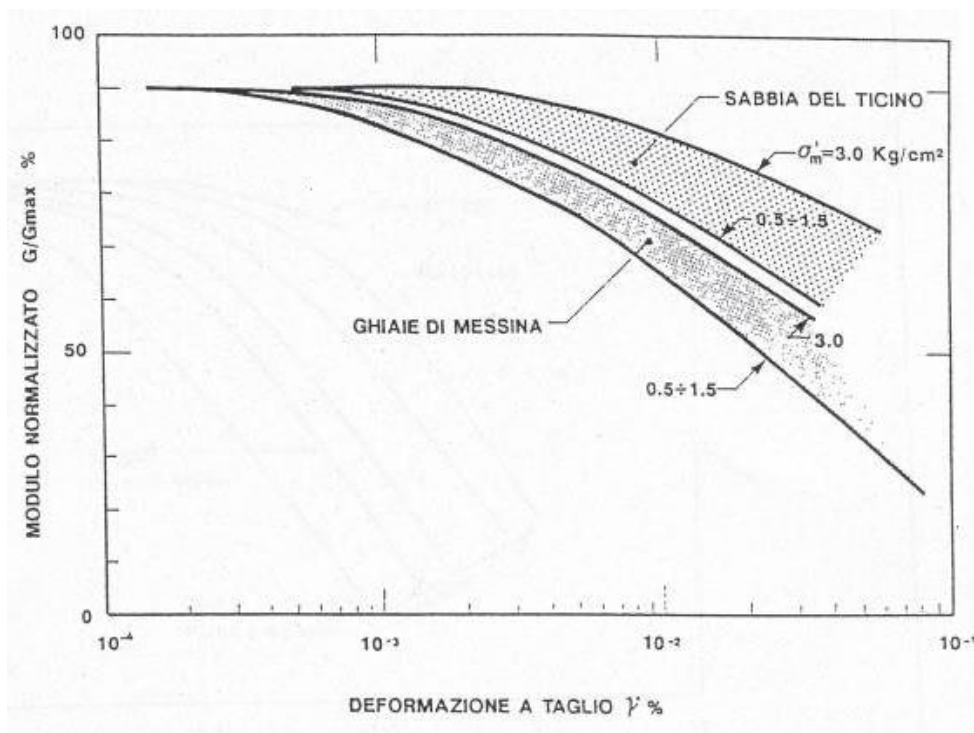
$$\frac{G}{G_0} = K(\gamma, Ip) \cdot (p')^{m(\gamma, Ip) - m_0}$$

$$K(\gamma, Ip) = 0.5 \cdot \left[1 + \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000102 + n(Ip)}{\gamma} \right)^{0.492} \right) \right]$$

$$m(\gamma, Ip) - m_0 = 0.272 \cdot \left[1 - \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right) \right] \cdot \exp(-0.0145 \cdot Ip^{1.3})$$

0.0	$Ip = 0$
$3.37 \cdot 10^{-6} Ip^{1.404}$	$0\% < Ip < 15\%$
$7.0 \cdot 10^{-7} Ip^{1.976}$	$15\% < Ip < 70\%$
$2.7 \cdot 10^{-5} Ip^{1.115}$	$Ip > 70\%$

- Si riportano di seguito anche le curve teoriche proposte rispettivamente da *Lo Presti (1989)* e da *Vucetic e Dobry (1991)*



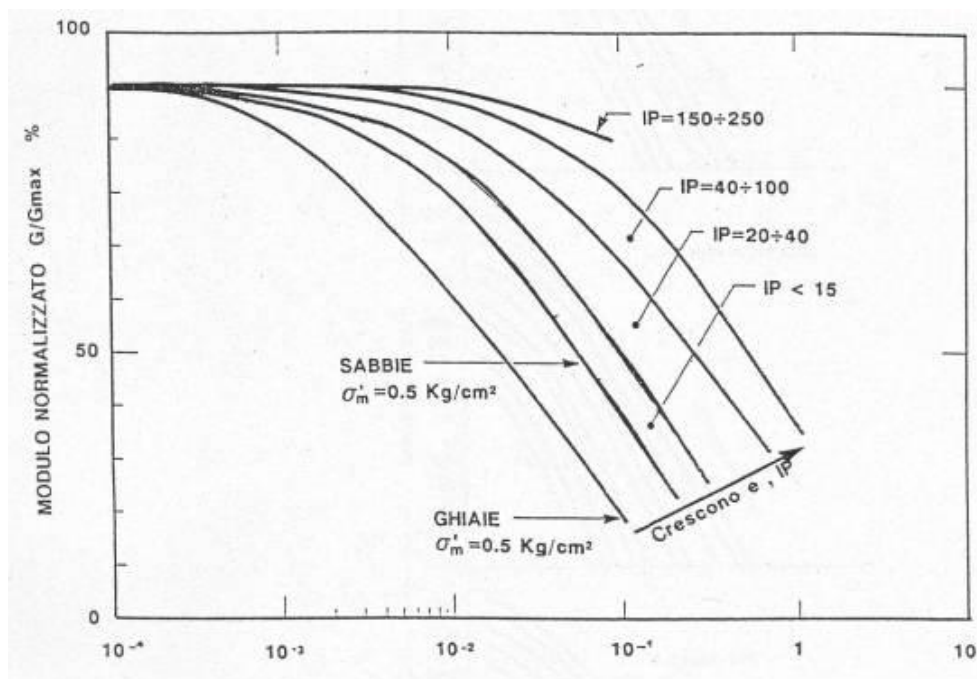


Figura 11 – Curve di decadimento secondo Lo Presti (1989)

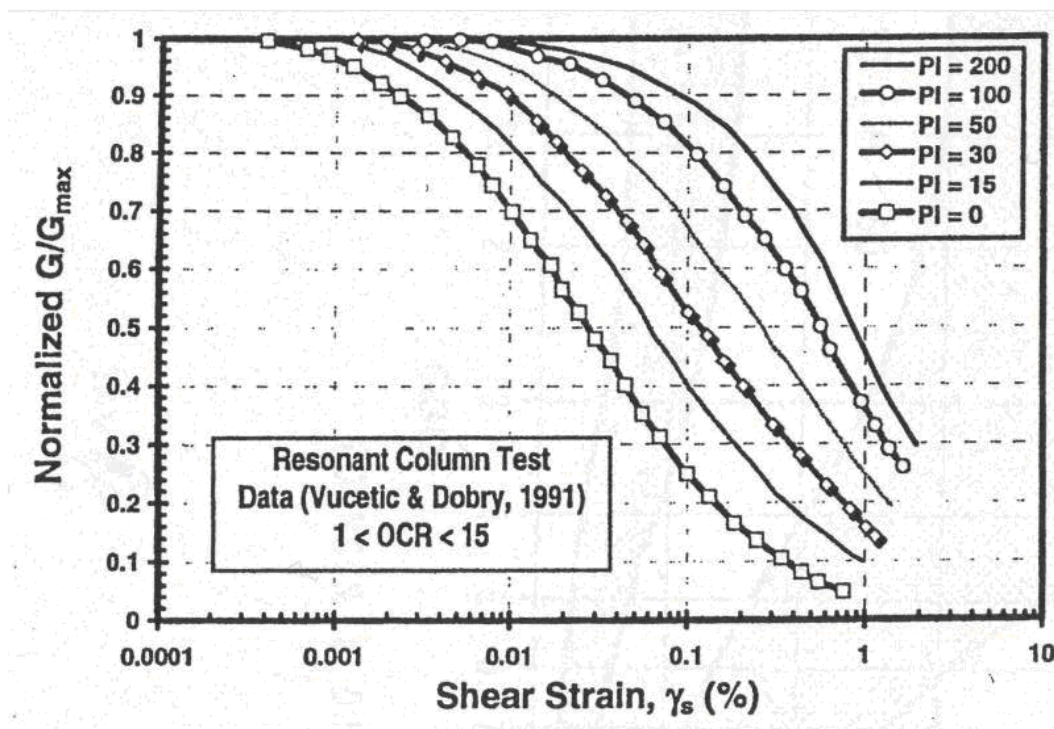


Figura 12 - Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry (1991)

- Seed & idriss (1970), valido per sabbie e ghiaie

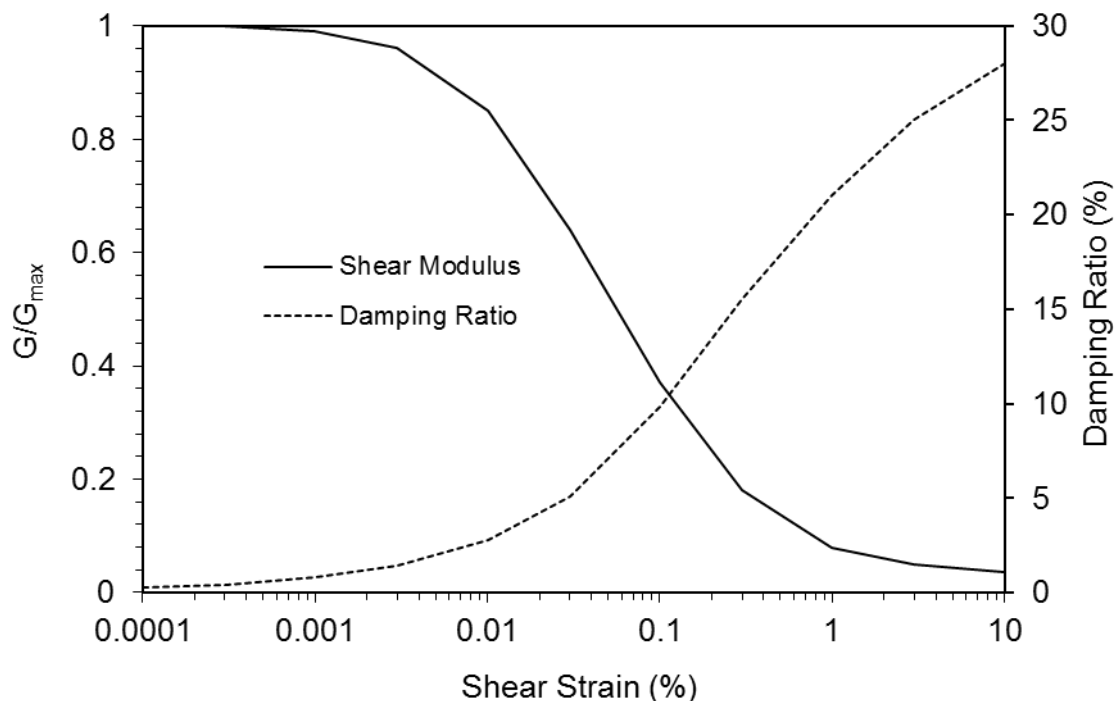


Figura 13 - Curve di decadimento del modulo e andamento del valore di damping ratio al variare delle deformazioni di taglio per sabbia e ghiaia

Tabella 5 - Decadimento del modulo e andamento del damping ratio al variare delle deformazioni di taglio per sabbia e ghiaia

Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
0.0001	1	0.0001	0.24
0.0003	1	0.0003	0.42
0.001	0.99	0.001	0.8
0.003	0.96	0.003	1.4
0.01	0.85	0.01	2.8
0.03	0.64	0.03	5.1
0.1	0.37	0.1	9.8
0.3	0.18	0.3	15.5
1	0.08	1	21
3	0.05	3	25
10	0.035	10	28

2.3.1.4.3. Modelli di calcolo convenzionali elastico lineari

In questo caso si ha che la scelta del modulo elastico operativo viene fatta convenzionalmente essendo a conoscenza del range di deformazioni indotte dalle opere in esame:

- **Fronti di scavo ed opere di sostegno:** i moduli statici sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ in quanto le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ e prevalentemente di scarico o scarico-ricarico.
- **Fondazioni dirette:** i moduli statici E' possono ritenersi pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ con valori prossimi all'estremo inferiore del range, in considerazione del livello deformativo indotto e del fatto che gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera devono essere comunque contenuti.
- **Rilevati:** i moduli statici E' sono pari a circa $1/5 \div 1/10 \cdot E_0$: per tali strutture in terra infatti si hanno cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette. L'estremo superiore del range (1/5) sarà considerato nel caso in cui la stima di E_0 possa ritenersi già cautelativa (es: interpolazione dei valori medi-minimi,...).

In generale la costante di sottofondo può determinarsi secondo la seguente espressione (Bowles, 1998):

$$K_s = A_s + B_s Z^n$$

dove:

- $A_s = C (c N_c s_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma)$;
- $B_s Z = C (\gamma N_q s_q) Z$;
- $C = 40$;
- $N_c, N_q, N_\gamma, s_c, s_\gamma, s_q$ = coefficienti di capacità portante e di forma;
- "n" un esponente per tenere conto della variabilità con la profondità, tarabile nel caso si abbiano a disposizione prove di carico su piastra.

Per le platee si può assumere che "B_s" sia uguale a zero.

2.3.1.4.4. Coefficienti di smorzamento intrinseco

Il comportamento non lineare di un terreno in condizioni di carico ciclico è rappresentabile non solo attraverso **G** ma anche attraverso il fattore di smorzamento **D** allo scopo di riassumere le proprietà dissipative globalmente mostrate dal materiale nel corso di un ciclo di scarico-ricarico.

Anche per **D** l'evoluzione complessiva del comportamento del terreno al crescere del livello di sollecitazione è convenzionalmente rappresentata dall'andamento con la deformazione tangenziale γ .

A **piccole deformazioni** ($\gamma < \gamma_1$) sotto la soglia di linearità, il legame tra tensioni e deformazioni il legame è, ai fini pratici, interpretabile con una relazione di tipo lineare e le proprietà dissipative possono ritenersi costanti ed essere misurate durante un ciclo di carico-scarico attraverso la percentuale di energia di deformazione dispersa nel ciclo

completo rispetto a quella immagazzinata nella fase di carico.

E' lecito ipotizzare, che gli stessi fattori che influenzano G_0 a piccole deformazioni ne regolino anche lo smorzamento D_0 anche se con un peso diverso.

In generale per i terreni incoerenti, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- D_0 diminuisce limitatamente all'aumentare della pressione media p' ;
- D_0 aumenta all'aumentare dell'indice dei vuoti e ;
- D_0 può aumentare all'aumentare del grado di cementazione c ;
- D_0 può aumentare con la **velocità di applicazione dei carichi**;

Generalmente, per i terreni incoerenti, D_0 assume un valore trascurabile.

Può determinarsi da prove sismiche cross-hole laddove si rendono disponibili le misurazioni o da prove di laboratorio (es: *colonna risonante*) su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento.

A **medie deformazioni** ($\gamma_1 < \gamma < \gamma_v$) sotto la soglia di deformazione volumetrica (condizioni drenate) o in assenza di sovrappressioni interstiziali (condizioni non drenate), il comportamento del terreno comincia a manifestarsi non lineare. Esso non conserva memoria della storia pregressa al termine di un ciclo completo ed il terreno ritorna nello stato iniziale, tendendo a ripercorrere la stessa curva tensione-deformazione se nuovamente sottoposto ad una medesima storia di carichi tangenziali: il comportamento tensione-deformazione è quindi "stabile", e permette di essere modellato sempre con un'unica coppia di valori dei parametri $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

Anche in questo caso è lecito ipotizzare, che gli stessi fattori che influenzano $G(\gamma)$ a medie deformazioni ne regolino anche lo smorzamento $D(\gamma)$ anche se con un peso diverso.

In generale per i terreni incoerenti, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce all'aumentare della pressione media p' : all'aumentare di p' le curve si spostano verso il basso e verso destra, cioè lo stesso rapporto $D(\gamma)/D_0$ si manifesta per γ più elevate;
- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce all'aumentare di e .
- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce all'aumentare del grado di cementazione c .

Si riporta di seguito la relazione di *Ishibashi e Zang (1993)*:

$$D = 0.333 \cdot \frac{1 + \exp(-0.0145Ip^{1.3})}{2} \cdot \left[0.586 \cdot \left(\frac{G}{G_0} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_0} + 1 \right]$$

Si riportano di seguito anche le curve teoriche proposte rispettivamente da *Vucetic e Dobry (1991)*:

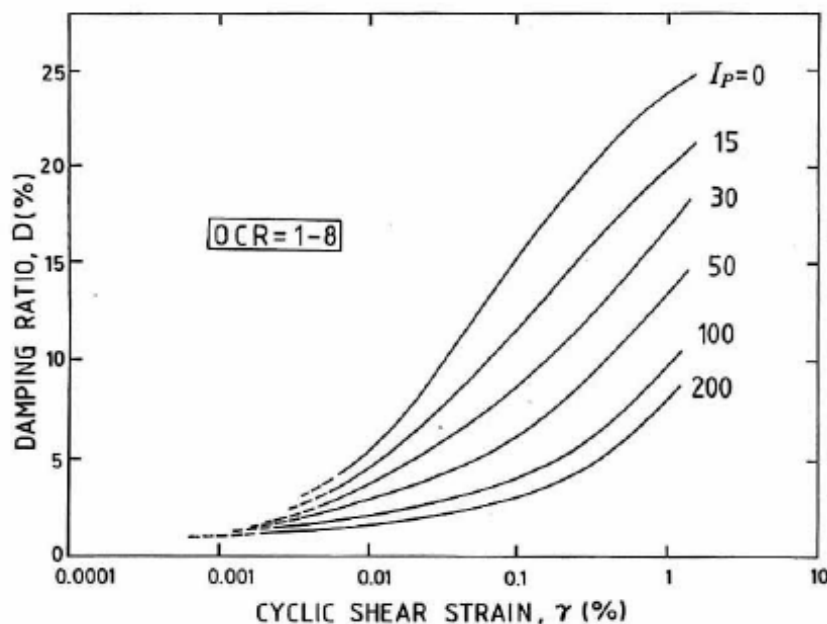


Figura 14 - Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry (1991)

A **deformazioni elevate** ($\gamma < \gamma_v$), sopra la soglia volumetrica, il comportamento del terreno diviene affetto in maniera significativa da modifiche irreversibili dell'assetto particellare: si evidenzia l'effetto dei fattori legati alla non monotonicità delle sollecitazioni: le caratteristiche di deformabilità del terreno, lette in termini di parametri di rigidezza e dissipazione, variano all'aumentare del numero di cicli.

In particolare, per alcuni materiali (ad esempio le sabbie sciolte asciutte) si possono verificare fenomeni di graduale addensamento, fino al "rientro" in condizioni di stabilità dopo un certo numero di cicli. In gran parte dei casi, viceversa, i materiali manifestano tendenza alla degradazione progressiva, segnalata dall'incremento di deformazioni tangenziali non recuperabili. Inoltre, per effetto del comportamento dilatante o contraente dello scheletro solido, si accumulano deformazioni volumetriche in condizioni drenate, sovrappressioni neutre in condizioni non drenate. Dopo escursioni a deformazioni maggiori di γ_v , una nuova fase di carico deviatorico darà quindi luogo ad una risposta iniziale (G_0 e D_0) del terreno modificata rispetto a quella esibita dal materiale non presollecitato.

L'insieme dei fenomeni appena descritti viene indicato come **degradazione ciclica**. L'approccio lineare equivalente precedentemente introdotto è improponibile, perché le relazioni $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ non sono più univoche (comportamento instabile). In tali casi, può essere sufficiente una generalizzazione del modello con l'introduzione dell'effetto del numero dei cicli N .

Generalmente si ha che:

- G_0 , $G(\gamma)$ aumentano col numero dei cicli N (terreni incoerenti asciutti);
- D_0 , $D(\gamma)$ diminuiscono col numero dei cicli N (terreni incoerenti asciutti);
- G_0 , $G(\gamma)$ diminuiscono col numero dei cicli N (terreni incoerenti saturi);
- D_0 , $D(\gamma)$ aumentano col numero dei cicli N (terreni incoerenti saturi);

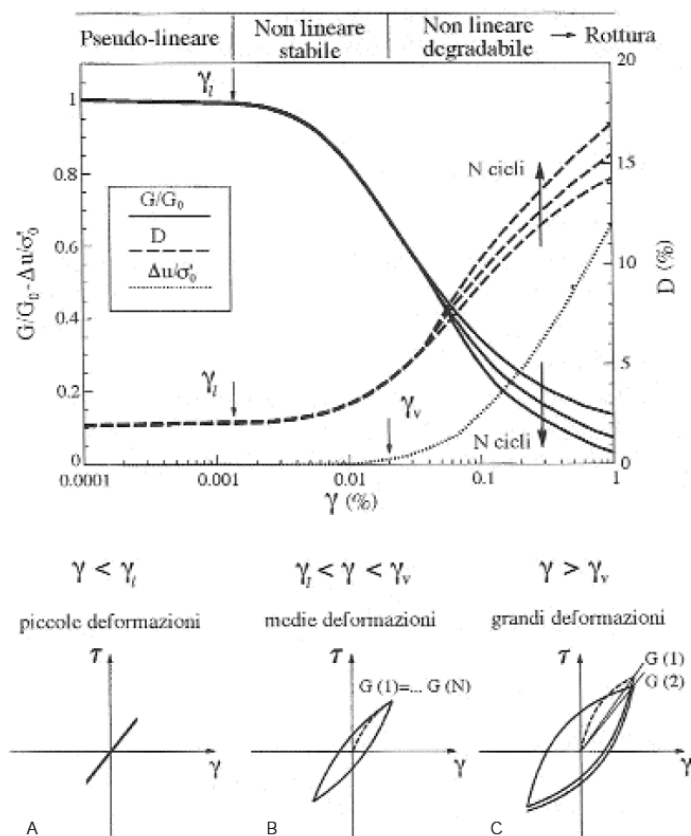


Figura 15 Curve di decadimento e smorzamento tipologiche

2.3.1.5. Permeabilità

I **coefficienti di permeabilità** “k” verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio, per cui si rimanda alle relazioni geologiche ed idrogeologiche.

Tabella 6 – Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini

2.3.2. Criteri per la caratterizzazione dei terreni coesivi

La caratterizzazione geotecnica dei terreni coesivi si basa sia sull'interpretazione delle prove di laboratorio, laddove disponibili, sia all'interpretazione delle prove in sito.

La caratterizzazione evidenzia i seguenti aspetti:

- Parametri fisici e stato iniziale in sito;
- Resistenza al taglio;
- Deformabilità;
- Permeabilità.

2.3.2.1. Caratteristiche fisiche

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;

2.3.2.2. Stato iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio, laddove disponibili.

Lo **stato tensionale in sito** può essere valutato in termini di **grado di sovraconsolidazione** ($OCR = \sigma_{vm} / \sigma_{vo}$), essendo σ_{vm} la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche e σ_{vo} la pressione verticale efficace geostatica.

In alternativa **OCR** può determinarsi anche sulla base delle seguenti espressioni (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$(OCR)^{0.85} = \frac{\frac{c_u}{\sigma_{vo}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}} \right)_{NC}}$$

dove:

- $\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}} \right)_{NC} \cong 0.30$ (Chandler et al., 1988);
- c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate;

- σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Il **coefficiente di spinta del terreno a riposo** " k_o " sarà stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

essendo:

- φ' = angolo di attrito.

2.3.2.3. Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata c_u verrà valutata facendo riferimento ai risultati delle seguenti prove:

- di laboratorio TX-UU
- all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
- dal "pocket penetrometer"

La resistenza al taglio non drenata dipende:

- dalla pressione di consolidazione e dall'OCR o dall'indice dei vuoti iniziale
- dal percorso di carico

2.3.2.3.1. *Prove di laboratorio*

In questa sede si farà riferimento, laddove disponibili, ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati.

2.3.2.3.2. *Valutazione di C_u*

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica (**in base al valore di N_{SPT}**) proposta da *Stroud (1974)* (*vedi anche Clayton, 1995*). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$C_u = (5.0-5.5) N_{SPT} \quad (\text{espressa in kPa})$$

Inoltre potrà essere comparata con quanto ricavato dalle **prove di espansione laterale libera**, secondo il quale si valuta direttamente il valore di **C_u** (espresso in kPa).

Ed infine si useranno anche le informazioni ricavate dalle misure del **pocket penetrometer**, tramite le quali è possibile ricavare il valore di **C_u** (espresso in kPa), pari alla metà del valore di resistenza misurato dal pocket stesso.

2.3.2.4. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio

2.3.2.5. Caratteristiche di deformabilità

2.3.2.5.1. *Moduli elastici a piccole deformazioni*

Come è noto il comportamento deformativo dei terreni a piccole deformazioni (deformazioni di taglio $\gamma < \gamma_1$ con γ_1 soglia di linearità) si presenta lineare e dipende da variabili dipendenti dalla tipologia dei materiali (granulometria, caratteristiche fisiche dei grani,...) e da variabili di stato (stato tensionale, addensamento, storia tensionale,...).

In generale per i terreni coesivi, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- G_0 aumenta all'aumentare della pressione media p' ;
- G_0 aumenta all'aumentare dell'indice di plasticità IP per argille OC mentre risulta tendenzialmente stabile per argille NC;
- G_0 aumenta all'aumentare del grado di sovraconsolidazione OCR ;
- G_0 aumenta all'aumentare del grado di cementazione c ;
- G_0 risente sensibilmente della **velocità di applicazione dei carichi**;

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2$$
$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.20-0.30;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

2.3.2.5.2. *Moduli elastici a medie e grandi deformazioni*

Il comportamento deformativo a medie deformazioni ($\gamma_1 < \gamma < \gamma_v$ con γ_v soglia di deformazione volumetrica) ed a grandi deformazioni di taglio ($\gamma > \gamma_v$) si manifesta in modo fortemente non lineare.

In generale per i terreni coesivi, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- $G(\gamma)/G_0$ per argille NC aumenta all'aumentare della pressione media p' , mentre è tendenzialmente stabile per argille OC;
- $G(\gamma)/G_0$ aumenta all'aumentare di IP ;

- $G(\gamma)/G_0$ non risente del grado di sovraconsolidazione **OCR**;
- $G(\gamma)/G_0$ aumenta all'aumentare del grado di cementazione **c**.

Le curve di $G(\gamma)$ risultano normalizzate rispetto a G_0 per valutare l'effetto di alcuni fattori indipendentemente da quelli che influenzano G_0 riportati nel precedente paragrafo.

La soglia di linearità γ_l per terreni coesivi dipende dall'indice di plasticità **IP**: essa cresce al crescere di IP. Le argille in generale (ad esclusione di quelle scagliose), caratterizzate da legami interparticellari, presentano una soglia di linearità mediamente superiore a quella dei terreni granulari.

Esistono varie correlazioni in letteratura per definire opportune curve di degrado del modulo in funzione dei parametri sopra menzionati.

Tali curve risultano possono utilizzarsi in **modelli di calcolo elastici non lineari** e potranno essere confrontate con quelle ricavabili da prove di laboratorio (es: colonne risonanti). Si riportano di seguito alcune relazioni.

Ishibashi e Zang (1993):

$$\frac{G}{G_0} = K(\gamma, Ip) \cdot (p')^{m(\gamma, Ip) - m_0}$$

$$K(\gamma, Ip) = 0.5 \cdot \left[1 + \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000102 + n(Ip)}{\gamma} \right)^{0.492} \right) \right]$$

$$m(\gamma, Ip) - m_0 = 0.272 \cdot \left[1 - \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right) \right] \cdot \exp(-0.0145 \cdot Ip^{1.3})$$

0.0	$Ip = 0$
$3.37 \cdot 10^{-6} Ip^{1.404}$	$0\% < Ip < 15\%$
$7.0 \cdot 10^{-7} Ip^{1.976}$	$15\% < Ip < 70\%$
$2.7 \cdot 10^{-5} Ip^{1.115}$	$Ip > 70\%$

- Si riportano di seguito anche le curve teoriche proposte da *Vucetic e Dobry (1991)*

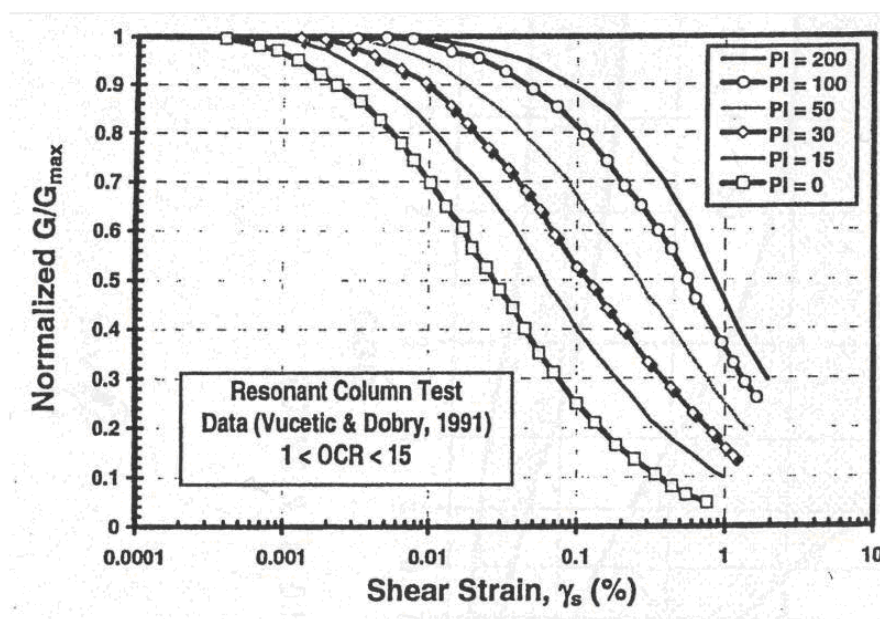


Figura 16– Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry (1991)

In relazione a quanto esposto sino ad ora la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

- Si riportano le curve di Seed & Sun, valido per argille e limi

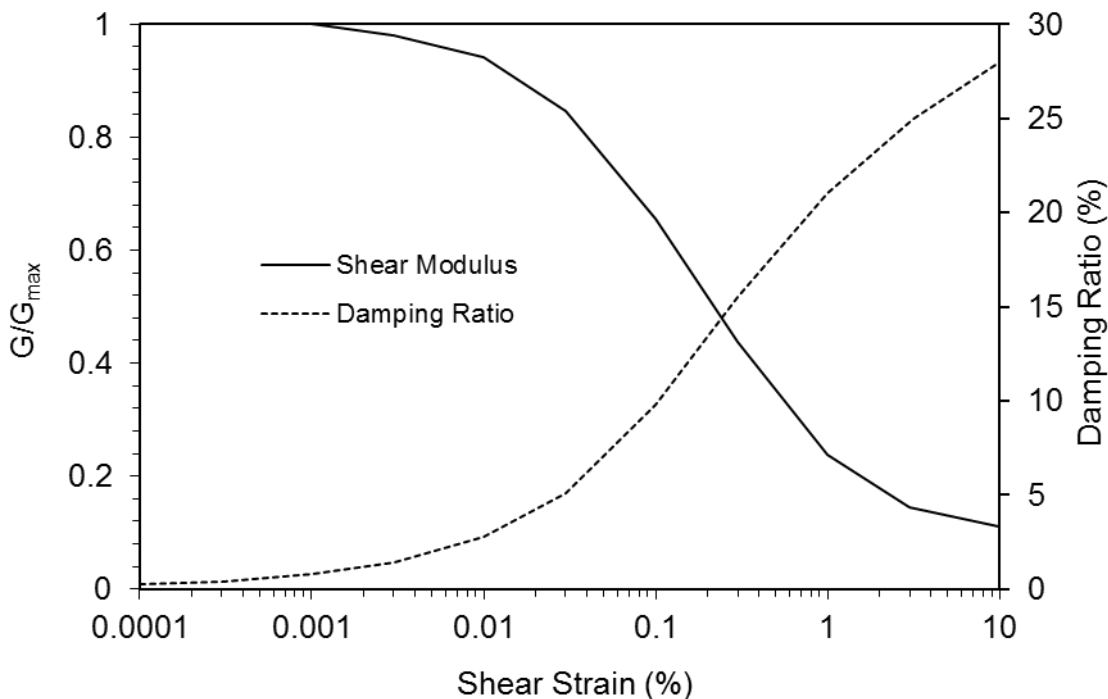


Figura 17 – Curve di decadimento del modulo e andamento del valore di damping ratio al variare delle deformazioni di taglio per argille e limi

Tabella 7 – Decadimento del modulo e andamento del damping ratio al variare delle deformazioni di taglio per argille e limi

Strain (%)	G/Gmax	Strain (%)	Damping (%)
0.0001	1	0.0001	0.24
0.0003	1	0.0003	0.42
0.001	1	0.001	0.8
0.003	0.981	0.003	1.4
0.01	0.941	0.01	2.8
0.03	0.847	0.03	5.1
0.1	0.656	0.1	9.8
0.3	0.438	0.3	15.5
1	0.238	1	21
3	0.144	3.16	25
10	0.11	10	28

2.3.2.5.3. Modelli di calcolo convenzionali elastico lineari

In questo caso si ha che la scelta del modulo elastico operativo viene fatta convenzionalmente essendo a conoscenza del range di deformazioni indotte dalle opere in esame:

- **Fronti di scavo sostenuti ed opere di sostegno:** i moduli statici sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ o $(400 \div 500) \cdot c_u$ in quanto le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ e prevalentemente di scarico o scarico-ricarico;
- **Fondazioni dirette, rilevati:** per tali problemi di carico i moduli statici possono ritenersi pari a $(150 \div 200) \cdot c_u$ oppure, in generale, $1/10 \cdot E_0 \div 1/5 \cdot E_0$. I risultati delle prove edometriche (E_{ed}) potranno essere considerati soprattutto nel caso di terreni normalconsolidati;

Valori di riferimento per le costanti di sottofondo possono essere dedotti dalle seguenti indicazioni di letteratura:

- $K_s = 12000 - 24000 \text{ KN/m}^3$ per $c_u < 200 \text{ Kpa}$
- $K_s = 24000 - 48000 \text{ KN/m}^3$ per $200 \text{ KPa} < c_u < 400 \text{ Kpa}$
- $K_s > 48000 \text{ KN/m}^3$ per $c_u > 400 \text{ KPa}$

2.3.2.5.4. Coefficienti di smorzamento intrinseco

Il comportamento non lineare di un terreno in condizioni di carico ciclico è rappresentabile non solo attraverso **G** ma anche attraverso il fattore di smorzamento **D** allo scopo di riassumere le proprietà dissipative globalmente mostrate dal materiale nel corso di un ciclo di scarico-ricarico.

Anche per **D** l'evoluzione complessiva del comportamento del terreno al crescere del livello di sollecitazione è convenzionalmente rappresentata dall'andamento con la deformazione tangenziale γ .

A **piccole deformazioni** ($\gamma < \gamma_l$) sotto la soglia di linearità, il legame tra tensioni e deformazioni il legame è, ai fini pratici, interpretabile con una relazione di tipo lineare e le proprietà dissipative possono ritenersi costanti ed essere misurate durante un ciclo di carico-scarico attraverso la percentuale di energia di deformazione dispersa nel ciclo completo rispetto a quella immagazzinata nella fase di carico.

E' lecito ipotizzare, che gli stessi fattori che influenzano G_0 a piccole deformazioni ne regolino anche lo smorzamento D_0 anche se con un peso diverso.

In generale per i terreni coesivi, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- D_0 diminuisce all'aumentare della pressione media p' ;
- D_0 aumenta all'aumentare dell'indice di plasticità IP ;
- D_0 diminuisce all'aumentare del grado di sovraconsolidazione OCR ;
- D_0 aumenta all'aumentare del grado di cementazione c ;
- D_0 aumenta con la **velocità di applicazione dei carichi**;

D_0 può determinarsi da prove sismiche cross-hole laddove si rendono disponibili le misurazioni o da prove di laboratorio (es: colonna risonante) su campioni indisturbati.

A **medie deformazioni** ($\gamma_l < \gamma < \gamma_v$) sotto la soglia di deformazione volumetrica (condizioni drenate) o in assenza di sovrappressioni interstiziali (condizioni non drenate), il comportamento del terreno comincia a manifestarsi non lineare. Esso non conserva memoria della storia pregressa al termine di un ciclo completo ed il terreno ritorna nello stato iniziale, tendendo a ripercorrere la stessa curva tensione-deformazione se nuovamente sottoposto ad una medesima storia di carichi tangenziali: il comportamento tensione-deformazione è quindi "stabile", e permette di essere modellato sempre con un'unica coppia di valori dei parametri $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

Anche in questo caso è lecito ipotizzare, che gli stessi fattori che influenzano $G(\gamma)$ a medie deformazioni ne regolino anche lo smorzamento $D(\gamma)$ anche se con un peso diverso.

In generale per i terreni incoerenti, a parità delle altre condizioni, si ha che:

- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce all'aumentare della pressione media p' , nel caso di argille NC, mentre è tendenzialmente costante per le argille OC;
- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce all'aumentare di IP ;
- $D(\gamma)/D_0$ non risente del grado di sovraconsolidazione OCR ;
- $D(\gamma)/D_0$ diminuisce tendenzialmente all'aumentare del grado di cementazione c ;

Si riporta di seguito la relazione di *Ishibashi e Zang (1993)*:

$$D = 0.333 \cdot \frac{1 + \exp(-0.0145 IP^{1.3})}{2} \cdot \left[0.586 \cdot \left(\frac{G}{G_0} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_0} + 1 \right]$$

Si riportano di seguito anche le curve teoriche proposte rispettivamente da *Vucetic e Dobry (1991)*:

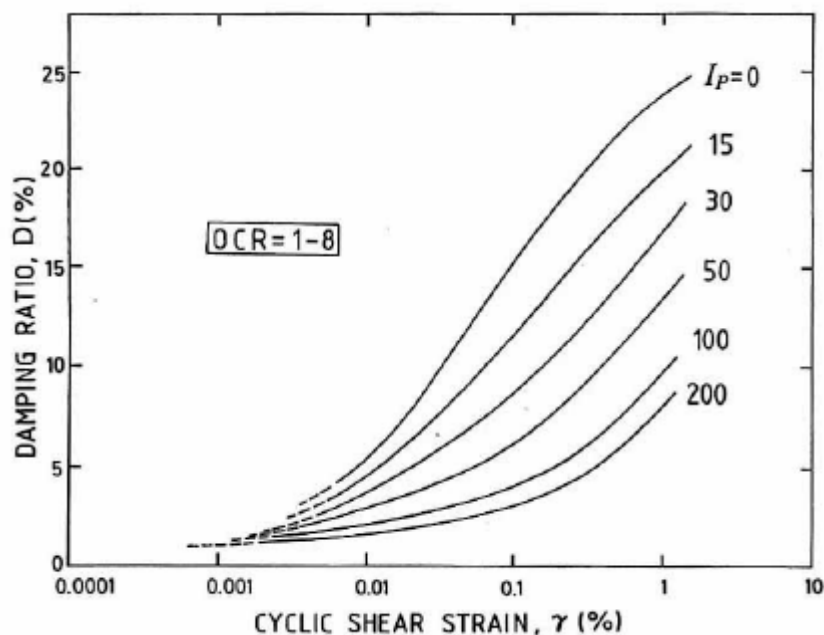


Figura 18 – Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry (1991)

A deformazioni elevate ($\gamma > \gamma_v$), sopra la soglia volumetrica, il comportamento del terreno diviene affetto in maniera significativa da modifiche irreversibili: si evidenzia l'effetto dei fattori legati alla non monotonicità delle sollecitazioni: le caratteristiche di deformabilità del terreno, lette in termini di parametri di rigidità e dissipazione, variano all'aumentare del numero di cicli.

I materiali manifestano tendenza alla degradazione progressiva, segnalata dall'incremento di deformazioni tangenziali non recuperabili: tale fenomeno è controllato sia dalle variazioni di pressione neutra sia dal deterioramento dei legami interparticellari. Dopo escursioni a deformazioni maggiori di γ_v , una nuova fase di carico deviatorico darà quindi luogo ad una risposta iniziale (G_0 e D_0) del terreno modificata rispetto a quella esibita dal materiale non presollecitato.

L'insieme dei fenomeni appena descritti viene indicato come **degradazione ciclica**. L'approccio lineare equivalente precedentemente introdotto è improponibile, perché le relazioni $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ non sono più univoche (comportamento instabile). In tali casi, può essere sufficiente una generalizzazione del modello con l'introduzione dell'effetto del numero dei cicli N .

Generalmente si ha che:

- D_0 , $D(\gamma)$ aumentano tendenzialmente col numero dei cicli N (argille o.c. e argille n.c.);
- G_0 , $G(\gamma)$ diminuiscono col numero dei cicli N (argille n.c.).

2.3.2.6. Coefficienti di permeabilità

2.3.2.7. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v e secondaria c_{α} , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

2.1.2.1. Parametri del modello Soft Soil Creep (PLAXIS 2D)

Come conclusione dei paragrafi precedenti i parametri del modello soft soil creep sono i seguenti:

c : coesione efficace [kPa]

φ : angolo di attrito [°]

k^* : indice di rigonfiamento modificato [-]

λ^* : indice di compressione modificato [-]

μ^* : indice viscoso modificato [-]

C_c : Indice di compressione [-]

C_s : Indice di rigonfiamento [-]

C_a : Indice viscoso per la compressione secondaria [-]

e_{init} : indice dei vuoti iniziale [-]

2.3.3. Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 1A

2.3.3.1. Caratteristiche fisiche U.G. 1A

Per quanto riguarda la massa volumica, il diametro massimo dei grani, i valori di limiti plastico e liquido, contenuto d'acqua e Indice di plasticità considerata per la U.G.1A si fa riferimento alle prove in laboratorio eseguite su provini estratti a profondità contenute (comprese tra 0.00 e -6.00 m). Di seguito si riportano i valori desunti dalle prove di Progetto Preliminare e di Progetto Definitivo.

Tabella 8 – Caratteristiche fisiche UG1A – Progetto Preliminare

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D_{max} (mm)	I_p (%)	W_p (%)	W_L (%)	e_0 (-)	W_0 (%)
S17_C1	5.3	1A	18.5	50	12.6	19.4	32		31.2
S16_C3	2.5	1A		50	5.3	13.7	19		

Tabella 9 – Caratteristiche fisiche UG1A – Progetto Definitivo

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D _{max} (mm)	Ip (%)	W _p (%)	W _L (%)	e ₀ (-)	W ₀ (%)
SMC2_1	4.6	1A	19.9	37.5	32.9	21.6	54.5		13.4
SMC6_1	4.2	1A	22.1	50	-	-	-		11.1

2.3.3.2. Stato tensionale iniziale UG1A

Lo stato tensionale iniziale, come descritto precedentemente, è determinato utilizzando la relazione di **k₀ per terreni normalconsolidati**:

$$k_{0\text{ nc}} = (1 - \sin \varphi') \quad \text{Jaky (1944)}$$

Quindi varierà a seconda del valore di angolo di attrito considerato.

2.3.3.3. Densità relativa UG1A

Al fine di valutare il valore di densità relativa UG1A è stata utilizzata la formula di Cubrinowski & Ishihara 1999, il cui valore del rapporto tra stato tensionale iniziale NC ed OC sotto radice è stato posto pari all'unità.

Tabella 10 – Valori di Densità relativa valutati dalle prove penetrometriche statiche per l'U.G. 1A

Sondaggio	z(m)	σ'v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
SIG1	1.5	15	88	100	addensato	68	4.50	1.32
SIG1	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
SIG1	4.7	47	100	100	addensato	77	4.50	1.06
SIG2	1.5	15	63	100	addensato	48	4.50	1.11
SIG2	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
SIG2	4.7	47	100	100	addensato	77	4.50	1.06
SIG3	3	30	75	100	addensato	58	4.50	1.03
SIG3	4.5	45	78	100	addensato	60	4.50	0.94
SIG4	1.8	18	100	100	addensato	77	4.50	1.34
SIG4	3.5	35	83	100	addensato	64	4.50	1.04
SIG4	5	50	90	100	addensato	69	4.50	0.99
S1	3	30	32	63	addensato	25	4.50	0.67
S2	3	30	4	8	medio-sciolto	3	4.50	0.23
S3	3	30	23	45	addensato	18	4.50	0.57
S4	3	30	17	33	addensato	13	4.50	0.49
S5	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
S6	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
S7	3	30	19	37	addensato	15	4.50	0.52
S8	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
S9	3	30	6	12	medio-sciolto	5	4.50	0.30
S10	3	30	33	65	addensato	25	4.50	0.67
S11	3	30	86	100	addensato	66	4.50	1.10
S12	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
S13	3	30	100	100	addensato	77	4.50	1.18
S14	3	30	67	100	addensato	52	4.50	0.97
S3PG	4.5	45	26	41	addensato	20	4.50	0.54

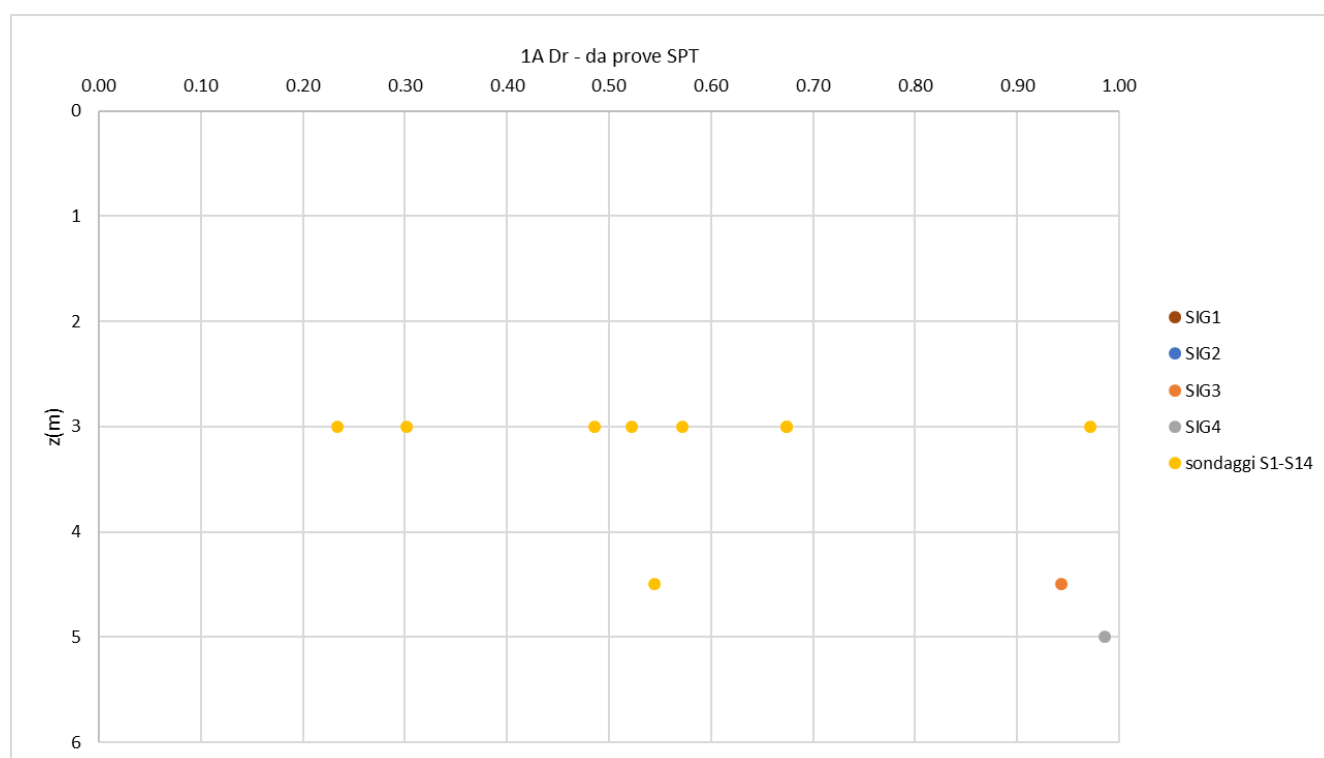


Figura 19 – Valori di densità relativa per l'U.G. 1A

Si riportano inoltre i valori di densità relativa calcolati tramite le relazioni da prove DPSH.

Tabella 11 - Valori di densità relativa ricavati tramite DPSH per U.G. 1A

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH1-S15	0.2	0.2	16.35	1226.25	0.2	1.00	ghiaia
DPSH1-S15	0.4	0.6	17.84	1338	0.6	1.00	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH1-S15	0.6	1	9.66	724.5	1	0.91	ghiaia
DPSH1-S15	0.8	1.4	7.43	557.25	1.4	0.78	ghiaia
DPSH1-S15	1	1.8	6.3	472.5	1.8	0.70	ghiaia
DPSH1-S15	1.2	2.2	4.2	315	2.2	0.56	ghiaia
DPSH1-S15	1.4	2.6	3.5	262.5	2.6	0.48	ghiaia
DPSH1-S15	1.6	3	2.8	210	3	0.40	ghiaia
DPSH1-S15	1.8	3.4	2.1	157.5	3.4	0.29	ghiaia
DPSH1-S15	2	3.8	3.3	247.5	3.8	0.41	ghiaia
DPSH1-S15	2.2	4.2	3.3	247.5	4.2	0.39	ghiaia
DPSH1-S15	2.4	4.6	4.63	347.25	4.6	0.48	ghiaia
DPSH1-S15	2.6	5	6.61	495.75	5	0.57	ghiaia
DPSH1-S15	2.8	5.4	13.22	991.5	5.4	0.76	ghiaia
DPSH1-S15	3	5.8	14.54	1090.5	5.8	0.77	ghiaia
DPSH1-S15	3.2	6.2	13.78	1033.5	6.2	0.75	ghiaia
DPSH1-S15	3.4	6.6	11.9	892.5	6.6	0.70	ghiaia
DPSH1-S15	3.6	7	10.65	798.75	7	0.66	ghiaia
DPSH1-S15	3.8	7.4	19.42	1456.5	7.4	0.82	ghiaia
DPSH1-S15	4	7.8	14.41	1080.75	7.8	0.73	ghiaia
DPSH1-S15	4.2	8.2	15.47	1160.25	8.2	0.74	ghiaia
DPSH1-S15	4.4	8.6	16.07	1205.25	8.6	0.75	ghiaia
DPSH1-S15	4.6	9	14.28	1071	9	0.70	ghiaia
DPSH1-S15	4.8	9.4	7.74	580.5	9.4	0.52	ghiaia
DPSH1-S15	5	9.8	7.74	580.5	9.8	0.52	ghiaia
DPSH2-S16	0.2	7.8	22.3	1672.5	7.8	0.85	ghiaia
DPSH2-S16	0.4	0.6	16.35	1226.25	0.6	1.00	ghiaia
DPSH2-S16	0.6	1	11.15	836.25	1	0.95	ghiaia
DPSH2-S16	0.8	1.4	20.07	1505.25	1.4	1.00	ghiaia
DPSH2-S16	1	1.8	19.59	1469.25	1.8	1.00	ghiaia
DPSH2-S16	1.2	2.2	23.09	1731.75	2.2	1.00	ghiaia
DPSH2-S16	1.4	2.6	20.99	1574.25	2.6	0.99	ghiaia
DPSH2-S16	1.6	3	14.69	1101.75	3	0.87	ghiaia
DPSH2-S16	1.8	3.4	16.79	1259.25	3.4	0.89	ghiaia
DPSH2-S16	2	3.8	19.83	1487.25	3.8	0.92	ghiaia
DPSH2-S16	2.2	4.2	21.81	1635.75	4.2	0.94	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH2-S16	2.4	4.6	16.52	1239	4.6	0.84	ghiaia
DPSH2-S16	2.6	5	10.58	793.5	5	0.70	ghiaia
DPSH2-S16	2.8	5.4	11.24	843	5.4	0.71	ghiaia
DPSH2-S16	3	5.8	15.66	1174.5	5.8	0.79	ghiaia
DPSH2-S16	3.2	6.2	25.68	1926	6.2	0.93	ghiaia
DPSH2-S16	3.4	6.6	54.49	4086.75	6.6	1.00	ghiaia
DPSH3-S6	0.2	3.6	14.86	1114.5	3.6	0.85	ghiaia
DPSH3-S6	0.4	0.6	18.58	1393.5	0.6	1.00	ghiaia
DPSH3-S6	0.6	1	17.84	1338	1	1.00	ghiaia
DPSH3-S6	0.8	1.4	20.81	1560.75	1.4	1.00	ghiaia
DPSH3-S6	1	1.8	19.59	1469.25	1.8	1.00	ghiaia
DPSH3-S6	1.2	2.2	18.89	1416.75	2.2	0.99	ghiaia
DPSH3-S6	1.4	2.6	12.59	944.25	2.6	0.85	ghiaia
DPSH3-S6	1.6	3	9.8	735	3	0.75	ghiaia
DPSH3-S6	1.8	3.4	7.7	577.5	3.4	0.67	ghiaia
DPSH3-S6	2	3.8	14.54	1090.5	3.8	0.83	ghiaia
DPSH3-S6	2.2	4.2	26.44	1983	4.2	0.99	ghiaia
DPSH3-S6	2.4	4.6	18.51	1388.25	4.6	0.88	ghiaia
DPSH3-S6	2.6	5	13.22	991.5	5	0.77	ghiaia
DPSH3-S6	2.8	5.4	17.85	1338.75	5.4	0.84	ghiaia
DPSH3-S6	3	5.8	15.66	1174.5	5.8	0.79	ghiaia
DPSH3-S6	3.2	6.2	10.02	751.5	6.2	0.66	ghiaia
DPSH3-S6	3.4	6.6	10.65	798.75	6.6	0.67	ghiaia
DPSH3-S6	3.6	7	14.41	1080.75	7	0.74	ghiaia
DPSH3-S6	3.8	7.4	18.16	1362	7.4	0.80	ghiaia
DPSH3-S6	4	7.8	8.33	624.75	7.8	0.57	ghiaia
DPSH3-S6	4.2	8.2	13.09	981.75	8.2	0.69	ghiaia
DPSH3-S6	4.4	8.6	10.71	803.25	8.6	0.63	ghiaia
DPSH3-S6	4.6	9	4.76	357	9	0.39	ghiaia
DPSH3-S6	4.8	9.4	2.98	223.5	9.4	0.25	ghiaia
DPSH3-S6	5	9.8	11.91	893.25	9.8	0.64	ghiaia
DPSH4-S5	0.2	11.4	6.69	501.75	11.4	0.45	ghiaia
DPSH4-S5	0.4	0.6	15.61	1170.75	0.6	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	0.6	1	22.3	1672.5	1	1.00	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH4-S5	0.8	1.4	31.21	2340.75	1.4	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	1	1.8	37.78	2833.5	1.8	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	1.2	2.2	37.78	2833.5	2.2	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	1.4	2.6	23.09	1731.75	2.6	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	1.6	3	23.09	1731.75	3	1.00	ghiaia
DPSH4-S5	1.8	3.4	16.79	1259.25	3.4	0.89	ghiaia
DPSH4-S5	2	3.8	9.91	743.25	3.8	0.72	ghiaia
DPSH4-S5	2.2	4.2	11.9	892.5	4.2	0.76	ghiaia
DPSH4-S5	2.4	4.6	12.56	942	4.6	0.76	ghiaia
DPSH4-S5	2.6	5	19.83	1487.25	5	0.88	ghiaia
DPSH4-S5	2.8	5.4	12.56	942	5.4	0.74	ghiaia
DPSH4-S5	3	5.8	20.67	1550.25	5.8	0.87	ghiaia
DPSH4-S5	3.2	6.2	30.06	2254.5	6.2	0.97	ghiaia
DPSH4-S5	3.4	6.6	28.18	2113.5	6.6	0.94	ghiaia
DPSH4-S5	3.6	7	20.67	1550.25	7	0.85	ghiaia
DPSH4-S5	3.8	7.4	20.04	1503	7.4	0.83	ghiaia
DPSH4-S5	4	7.8	21.42	1606.5	7.8	0.84	ghiaia
DPSH4-S5	4.2	8.2	16.66	1249.5	8.2	0.76	ghiaia
DPSH4-S5	4.4	8.6	22.02	1651.5	8.6	0.84	ghiaia
DPSH4-S5	4.6	9	30.35	2276.25	9	0.92	ghiaia
DPSH4-S5	4.8	9.4	44.04	3303	9.4	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	0.2	5	4.46	334.5	5	0.46	ghiaia
DPSH5-S12	0.4	0.6	6.69	501.75	0.6	0.88	ghiaia
DPSH5-S12	0.6	1	14.12	1059	1	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	0.8	1.4	35.67	2675.25	1.4	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	1	1.8	54.57	4092.75	1.8	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	1.2	2.2	41.98	3148.5	2.2	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	1.4	2.6	22.39	1679.25	2.6	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	1.6	3	20.99	1574.25	3	0.97	ghiaia
DPSH5-S12	1.8	3.4	25.19	1889.25	3.4	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	2	3.8	31.07	2330.25	3.8	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	2.2	4.2	21.81	1635.75	4.2	0.94	ghiaia
DPSH5-S12	2.4	4.6	31.73	2379.75	4.6	1.00	ghiaia
DPSH5-S12	2.6	5	15.86	1189.5	5	0.82	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH5-S12	2.8	5.4	13.22	991.5	5.4	0.76	ghiaia
DPSH5-S12	3	5.8	13.15	986.25	5.8	0.74	ghiaia
DPSH5-S12	3.2	6.2	15.03	1127.25	6.2	0.77	ghiaia
DPSH5-S12	3.4	6.6	11.27	845.25	6.6	0.68	ghiaia
DPSH5-S12	3.6	7	13.15	986.25	7	0.72	ghiaia
DPSH5-S12	3.8	7.4	13.78	1033.5	7.4	0.72	ghiaia
DPSH5-S12	4	7.8	17.26	1294.5	7.8	0.78	ghiaia
DPSH5-S12	4.2	8.2	14.28	1071	8.2	0.72	ghiaia
DPSH5-S12	4.4	8.6	16.66	1249.5	8.6	0.76	ghiaia
DPSH5-S12	4.6	9	13.69	1026.75	9	0.69	ghiaia
DPSH5-S12	4.8	9.4	19.64	1473	9.4	0.79	ghiaia
DPSH5-S12	5	9.8	15.31	1148.25	9.8	0.71	ghiaia
DPSH6-S13	0.2	11.4	4.46	334.5	11.4	0.34	ghiaia
DPSH6-S13	0.4	0.6	4.46	334.5	0.6	0.76	ghiaia
DPSH6-S13	0.6	1	5.2	390	1	0.73	ghiaia
DPSH6-S13	0.8	1.4	5.95	446.25	1.4	0.72	ghiaia
DPSH6-S13	1	1.8	6.3	472.5	1.8	0.70	ghiaia
DPSH6-S13	1.2	2.2	6.3	472.5	2.2	0.67	ghiaia
DPSH6-S13	1.4	2.6	5.6	420	2.6	0.61	ghiaia
DPSH6-S13	1.6	3	4.9	367.5	3	0.56	ghiaia
DPSH6-S13	1.8	3.4	7	525	3.4	0.64	ghiaia
DPSH6-S13	2	3.8	23.79	1784.25	3.8	0.97	ghiaia
DPSH6-S13	2.2	4.2	41.64	3123	4.2	1.00	ghiaia
DPSH6-S13	2.4	4.6	24.45	1833.75	4.6	0.96	ghiaia
DPSH6-S13	2.6	5	14.54	1090.5	5	0.79	ghiaia
DPSH6-S13	2.8	5.4	13.88	1041	5.4	0.77	ghiaia
DPSH6-S13	3	5.8	41.34	3100.5	5.8	1.00	ghiaia
DPSH6-S13	3.2	6.2	65.76	4932	6.2	1.00	ghiaia
DPSH6-S13	3.4	6.6	24.43	1832.25	6.6	0.90	ghiaia
DPSH6-S13	3.6	7	18.79	1409.25	7	0.82	ghiaia
DPSH6-S13	3.8	7.4	10.02	751.5	7.4	0.63	ghiaia
DPSH6-S13	4	7.8	4.17	312.75	7.8	0.37	ghiaia
DPSH6-S13	4.2	8.2	7.14	535.5	8.2	0.52	ghiaia
DPSH6-S13	4.4	8.6	4.76	357	8.6	0.40	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH8	0.2	12.6	2.23	167.25	12.6	0.12	ghiaia
DPSH8	0.4	0.6	5.95	446.25	0.6	0.84	ghiaia
DPSH8	0.6	1	14.86	1114.5	1	1.00	ghiaia
DPSH8	0.8	1.4	33.44	2508	1.4	1.00	ghiaia
DPSH8	1	1.8	27.29	2046.75	1.8	1.00	ghiaia
DPSH8	1.2	2.2	46.18	3463.5	2.2	1.00	ghiaia
DPSH8	1.4	2.6	44.08	3306	2.6	1.00	ghiaia
DPSH8	1.6	3	41.98	3148.5	3	1.00	ghiaia
DPSH8	1.8	3.4	37.78	2833.5	3.4	1.00	ghiaia
DPSH8	2	3.8	31.07	2330.25	3.8	1.00	ghiaia
DPSH8	2.2	4.2	21.15	1586.25	4.2	0.93	ghiaia
DPSH8	2.4	4.6	5.95	446.25	4.6	0.55	ghiaia
DPSH8	2.6	5	20.49	1536.75	5	0.89	ghiaia
DPSH8	2.8	5.4	14.54	1090.5	5.4	0.78	ghiaia
DPSH8	3	5.8	12.53	939.75	5.8	0.73	ghiaia
DPSH8	3.2	6.2	11.27	845.25	6.2	0.69	ghiaia
DPSH8	3.4	6.6	15.03	1127.25	6.6	0.76	ghiaia
DPSH8	3.6	7	16.91	1268.25	7	0.79	ghiaia
DPSH8	3.8	7.4	16.28	1221	7.4	0.77	ghiaia
DPSH8	4	7.8	19.64	1473	7.8	0.82	ghiaia
DPSH8	4.2	8.2	22.02	1651.5	8.2	0.84	ghiaia
DPSH8	4.4	8.6	24.99	1874.25	8.6	0.87	ghiaia
DPSH8	4.6	9	18.45	1383.75	9	0.78	ghiaia
DPSH8	4.8	9.4	16.66	1249.5	9.4	0.74	ghiaia
DPSH8	5	9.8	35.15	2636.25	9.8	0.95	ghiaia
DPSH9- SG	0.2	5.4	4.46	334.5	5.4	0.44	ghiaia
DPSH9- SG	0.4	0.6	11.15	836.25	0.6	1.00	ghiaia
DPSH9- SG	0.6	1	17.84	1338	1	1.00	ghiaia
DPSH9- SG	0.8	1.4	8.92	669	1.4	0.84	ghiaia
DPSH9- SG	1	1.8	6.3	472.5	1.8	0.70	ghiaia
DPSH9- SG	1.2	2.2	8.4	630	2.2	0.75	ghiaia
DPSH9- SG	1.4	2.6	9.1	682.5	2.6	0.75	ghiaia
DPSH9- SG	1.6	3	8.4	630	3	0.71	ghiaia
DPSH9- SG	1.8	3.4	25.19	1889.25	3.4	1.00	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH9- SG	2	3.8	38.34	2875.5	3.8	1.00	ghiaia
DPSH9- SG	2.2	4.2	37.01	2775.75	4.2	1.00	ghiaia
DPSH9- SG	2.4	4.6	25.78	1933.5	4.6	0.97	ghiaia
DPSH9- SG	2.6	5	21.81	1635.75	5	0.91	ghiaia
DPSH9- SG	2.8	5.4	14.54	1090.5	5.4	0.78	ghiaia
DPSH9- SG	3	5.8	15.03	1127.25	5.8	0.78	ghiaia
DPSH9- SG	3.2	6.2	21.92	1644	6.2	0.88	ghiaia
DPSH9- SG	3.4	6.6	22.55	1691.25	6.6	0.88	ghiaia
DPSH9- SG	3.6	7	26.31	1973.25	7	0.92	ghiaia
DPSH9- SG	3.8	7.4	16.91	1268.25	7.4	0.78	ghiaia
DPSH9- SG	4	7.8	14.28	1071	7.8	0.73	ghiaia
DPSH9- SG	4.2	8.2	11.31	848.25	8.2	0.65	ghiaia
DPSH9- SG	4.4	8.6	10.71	803.25	8.6	0.63	ghiaia
DPSH9- SG	4.6	9	15.47	1160.25	9	0.73	ghiaia
DPSH9- SG	4.8	9.4	16.66	1249.5	9.4	0.74	ghiaia
DPSH9- SG	5	9.8	18.14	1360.5	9.8	0.76	ghiaia

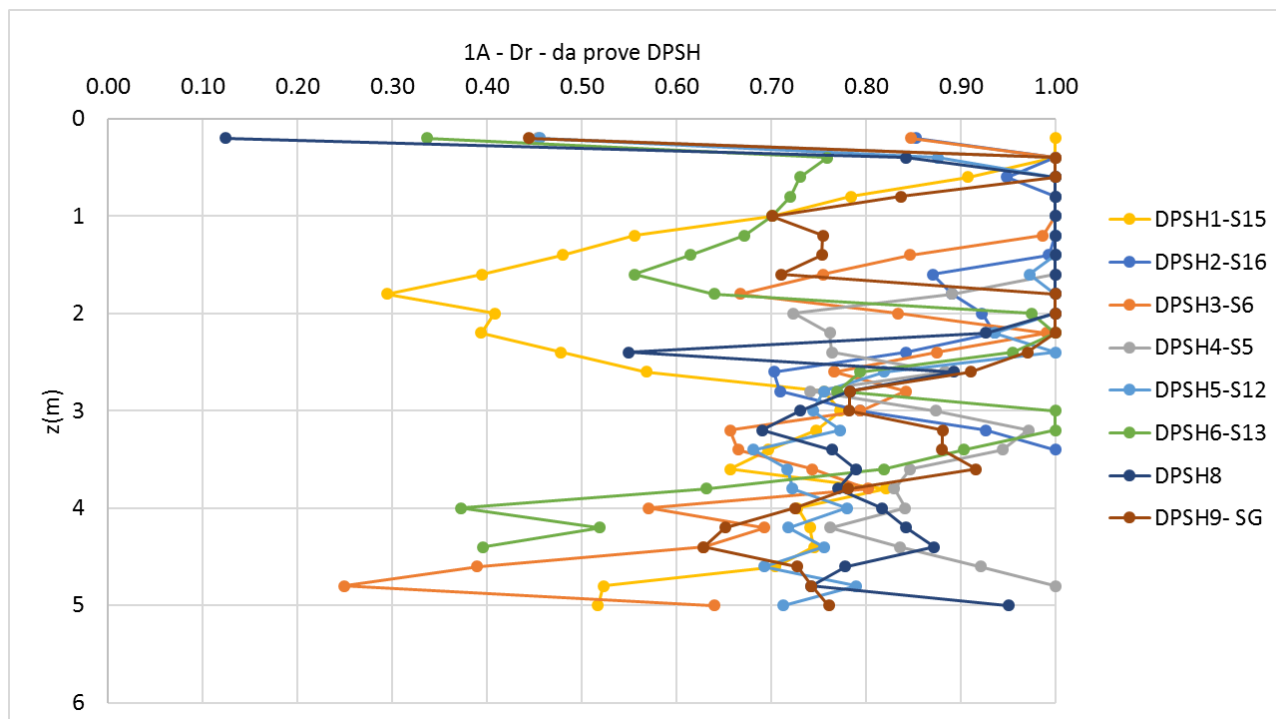


Figura 20 – Densità relativa ricavata da prova DPHS per U.G. 1A

Si ha dunque che per quanto riguarda l'unità geotecnica 1A il valore di densità relativa si attesta mediamente tra 0.60 e 1.00, mostrando dunque la presenza di un materiale addensato.

2.3.3.4. Resistenza in condizioni drenate UG1A

Tabella 12 – Angolo di attrito in condizioni drenate U.G. 1A

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Dr	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton (1986)}$	$\phi - \text{Schmertmann (1977)}$
SIG1	1.5	15	88	1.32	37	47
SIG1	3	30	100	1.18	37	45
SIG1	4.7	47	100	1.06	36	44
SIG2	1.5	15	63	1.11	37	44
SIG2	3	30	100	1.18	37	45
SIG2	4.7	47	100	1.06	36	44
SIG3	3	30	75	1.03	36	43
SIG3	4.5	45	78	0.94	36	42
SIG4	1.8	18	100	1.34	37	47
SIG4	3.5	35	83	1.04	36	43
SIG4	5	50	90	0.99	36	43
S1	3	30	32	0.67	35	39
S2	3	30	4	0.23	33	34
S3	3	30	23	0.57	34	38
S4	3	30	17	0.49	34	37
S5	3	30	100	1.18	37	45
S6	3	30	100	1.18	37	45
S7	3	30	19	0.52	34	38
S8	3	30	100	1.18	37	45
S9	3	30	6	0.30	33	35
S10	3	30	33	0.67	35	39
S11	3	30	86	1.10	36	44
S12	3	30	100	1.18	37	45
S13	3	30	100	1.18	37	45
S14	3	30	67	0.97	36	43
S3PG	4.5	45	26	0.54	34	38

Al fine di ricavare il valore di angolo di attrito di picco di Bolton (1986) sono stati utilizzati i seguenti valori:

- ϕ'_{picco} = angolo di attrito di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272$ kPa;

- Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto in questa sede pari a 10;
- $p_f' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$;
- σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa;
- m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura = 3
- φ_{cv}' = angolo di attrito di stato critico = 33° (Derivato da Yud 1972);
- Dr = densità relativa (si è adottata quella derivante dalla Formulazione di Cubrinowski & Ishihara 1999).

Per quanto riguarda invece la formulazione di Schmertmann (1997) adottata, si fa riferimento alla numero 2, ovvero quella per sabbia media uniforme, il valore di Dr adottata è quella della Formulazione di Cubrinowski & Ishihara 1999).

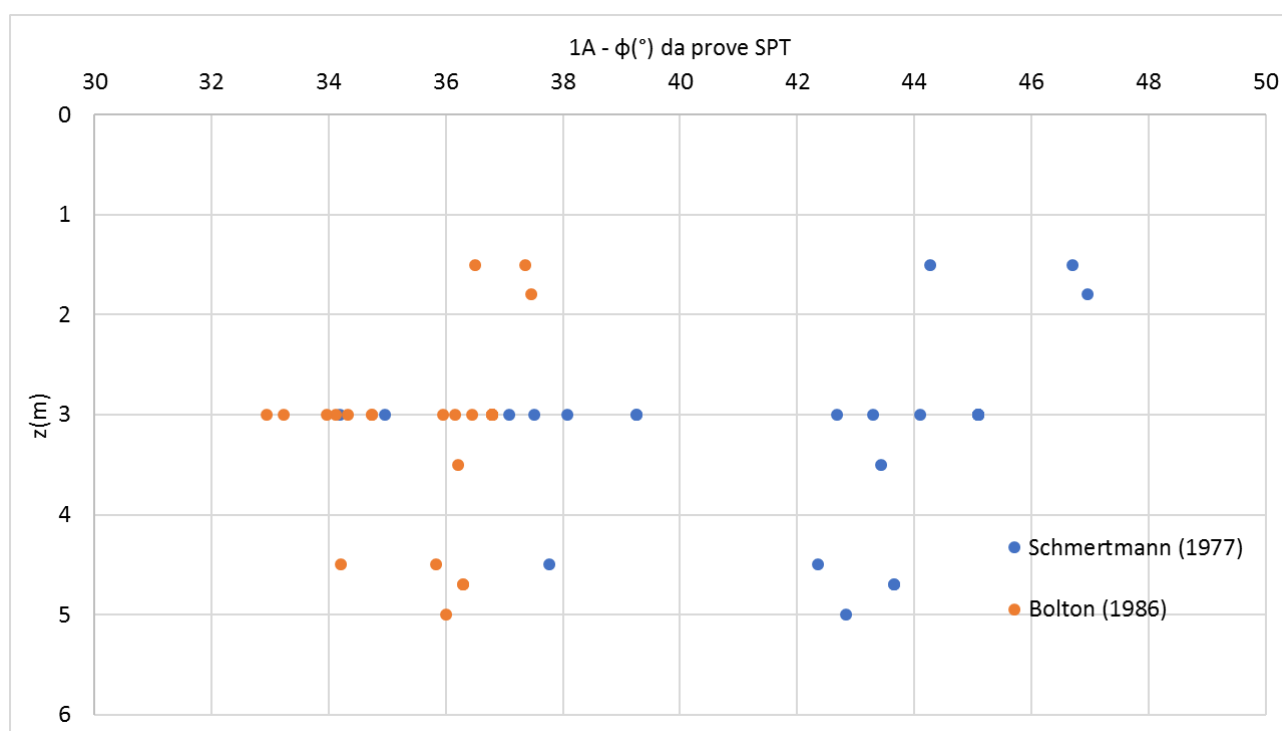


Figura 21 – Angolo di attrito in condizioni drenate U.G. 1A

I valori di angolo di attrito valutati per la U.G. 1A si attestano tra 35° e 46° , si precisa che il limite inferiore è dato dalla teoria di Bolton, mentre quello superiore dalla teoria di Schmertmann.

2.3.3.5. Deformabilità UG1A

Il fattore riduttivo al fine di valutare il modulo elastico operativo è stato adottato in base al livello deformativo indotto dalle modalità costruttive, di norma tale valore è associabile ad un livello di deformazione a taglio di 0.1-0.5% per contesti simili a quelli in esame, che corrisponde ad un valore di rapporto di decadimento del modulo di taglio. Si è quindi adottato un valore di 10 come rapporto tra modulo elastico operativo e modulo elastico dinamico.

Il valore del coefficiente “k” della formulazione di Yoshida et al. (1988) è stato posto pari a 55, in quanto si fa riferimento a ghiaie e sabbie.

Tabella 13 – Modulo di deformabilità U.G. 1A

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG1	1.5	15	88	246	123	309	31
SIG1	3	30	100	280	160	400	40
SIG1	4.7	47	100	298	181	453	45
SIG2	1.5	15	63	226	104	261	26
SIG2	3	30	100	280	160	400	40
SIG2	4.7	47	100	298	181	453	45
SIG3	3	30	75	261	138	346	35
SIG3	4.5	45	78	279	158	395	40
SIG4	1.8	18	100	261	139	346	35
SIG4	3.5	35	83	273	152	380	38
SIG4	5	50	90	293	175	437	44
S1	3	30	32	211	90	226	23
S2	3	30	4	125	32	80	8
S3	3	30	23	194	77	192	19
S4	3	30	17	180	66	165	16
S5	3	30	100	280	160	400	40
S6	3	30	100	280	160	400	40
S7	3	30	19	185	70	174	17
S8	3	30	100	280	160	400	40
S9	3	30	6	139	39	98	10
S10	3	30	33	212	92	230	23
S11	3	30	86	270	148	371	37
S12	3	30	100	280	160	400	40
S13	3	30	100	280	160	400	40
S14	3	30	67	253	131	327	33
S3PG	4.5	45	26	212	91	228	23

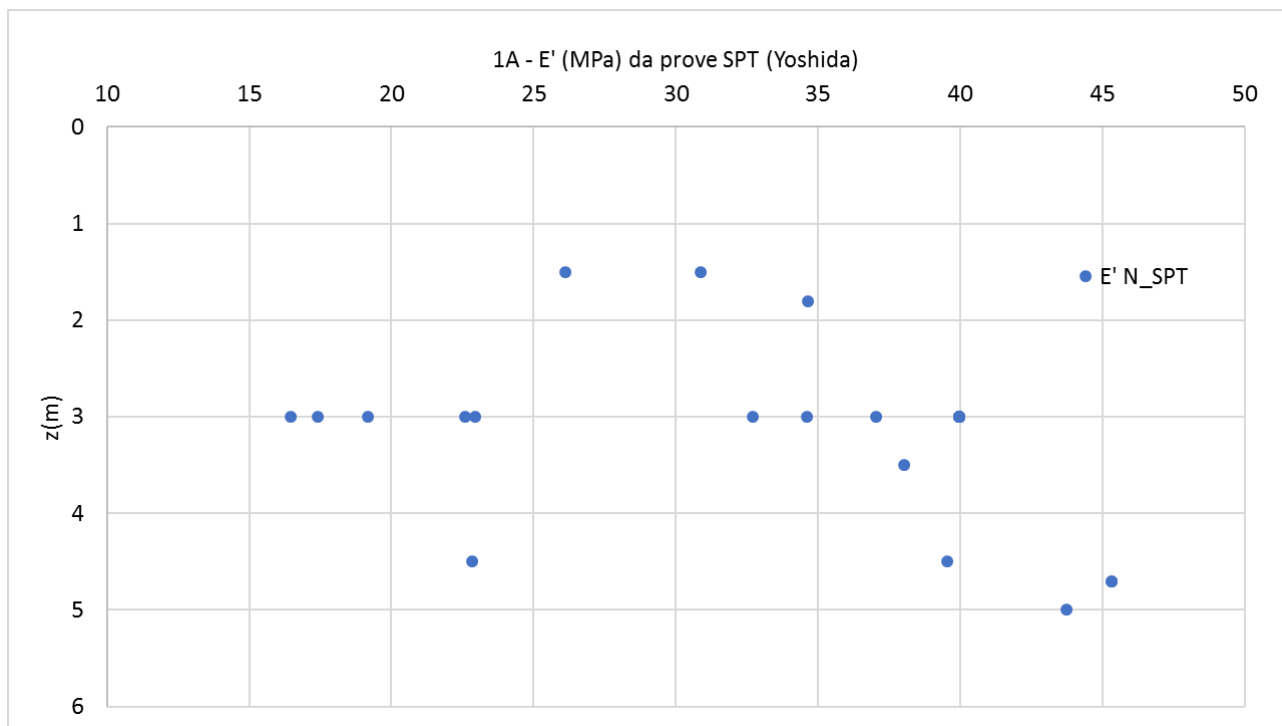


Figura 22 – Modulo di deformabilità U.G. 1A

Si riportano inoltre le elaborazioni in termini di deformabilità derivanti dalle **MASW (numerate da 1 a 27)**, da cui è possibile ricavare il valore di Vs e dunque di deformabilità dello strato superficiale U.G. 1A.

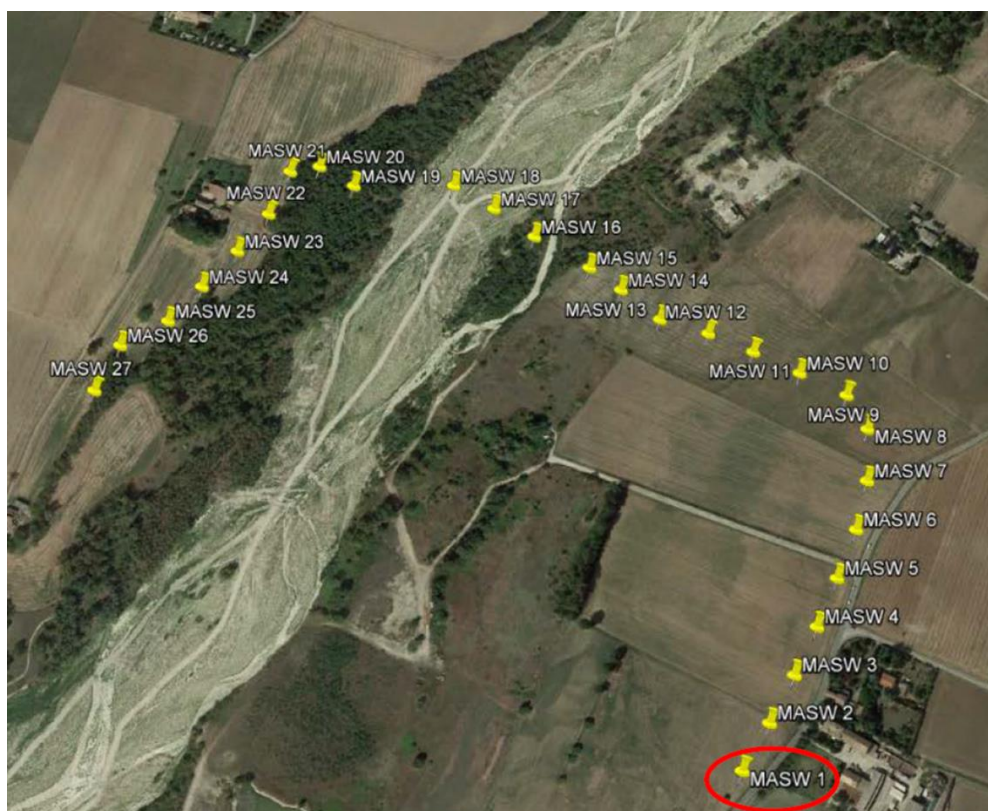


Figura 23 – Distribuzione planimetrica delle MASW (da 1 a 27) nell'area di Cassa Baganza

Tabella 14 – Valori di Vs e di deformabilità derivanti dalle MASW inerenti alla U.G. 1A

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW 1	1.5	0	3	350	245	61
MASW 2	1.5	0	3	350	245	61
MASW 3	2.5	0	5	400	320	80
MASW 4	2.5	0	5	400	320	80
MASW 5	2.5	0	5	350	245	61
MASW 6	2.5	0	5	350	245	61
MASW 7	2	0	4	300	180	45
MASW 8	0.5	0	1	300	180	45
MASW 9	1	0	2	300	180	45

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW 9	3.5	2	5	350	245	61
MASW 10	2.5	0	5	400	320	80
MASW 12	2	0	4	400	320	80
MASW 13	2.5	0	5	400	320	80
MASW 14	2.5	0	5	400	320	80
MASW 15	3	0	6	400	320	80
MASW 16	2	0	4	400	320	80
MASW 17	1	0	2	350	245	61
MASW 18	3	0	6	400	320	80
MASW 19	2.5	0	5	400	320	80
MASW 20	1.5	0	3	400	320	80
MASW 21	1.5	0	3	300	180	45
MASW 22	2.5	0	5	400	320	80
MASW 23	0.5	0	1	250	125	31
MASW 24	0.5	0	1	300	180	45
MASW 24	3	1	5	400	320	80
MASW 25	3	0	6	400	320	80
MASW 26	2	0	4	300	180	45
MASW 27	2.5	0	5	400	320	80

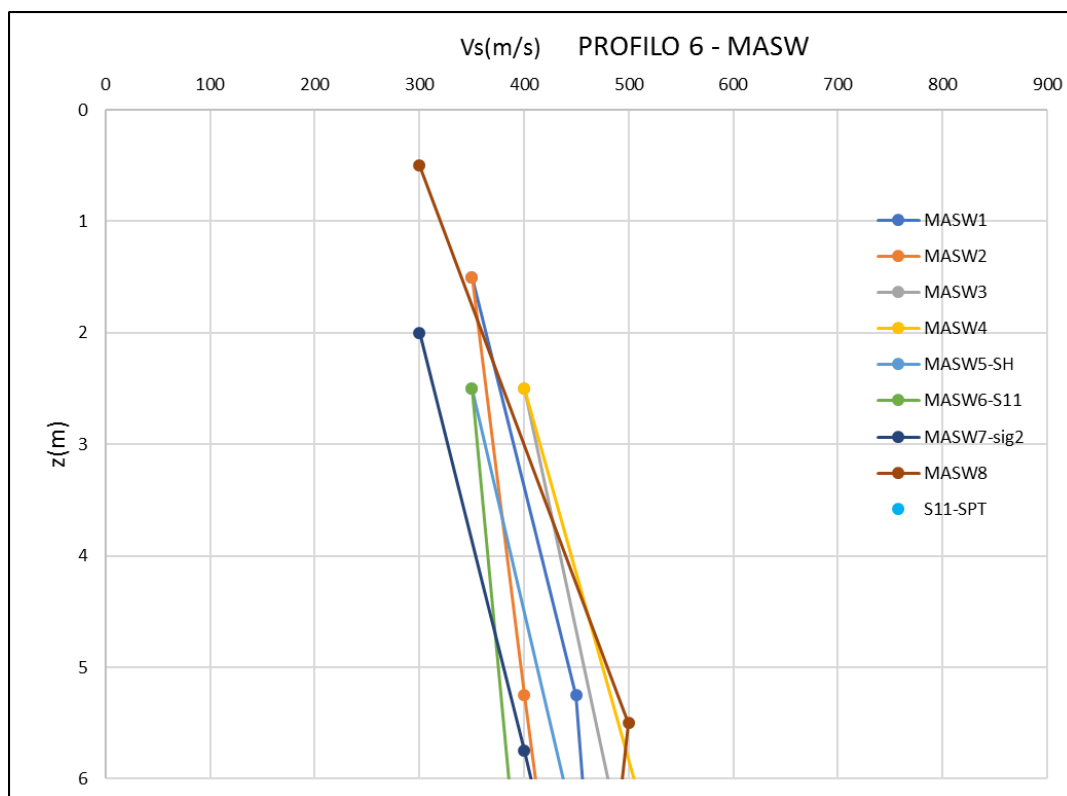


Figura 24 – Profilo 6 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 1A

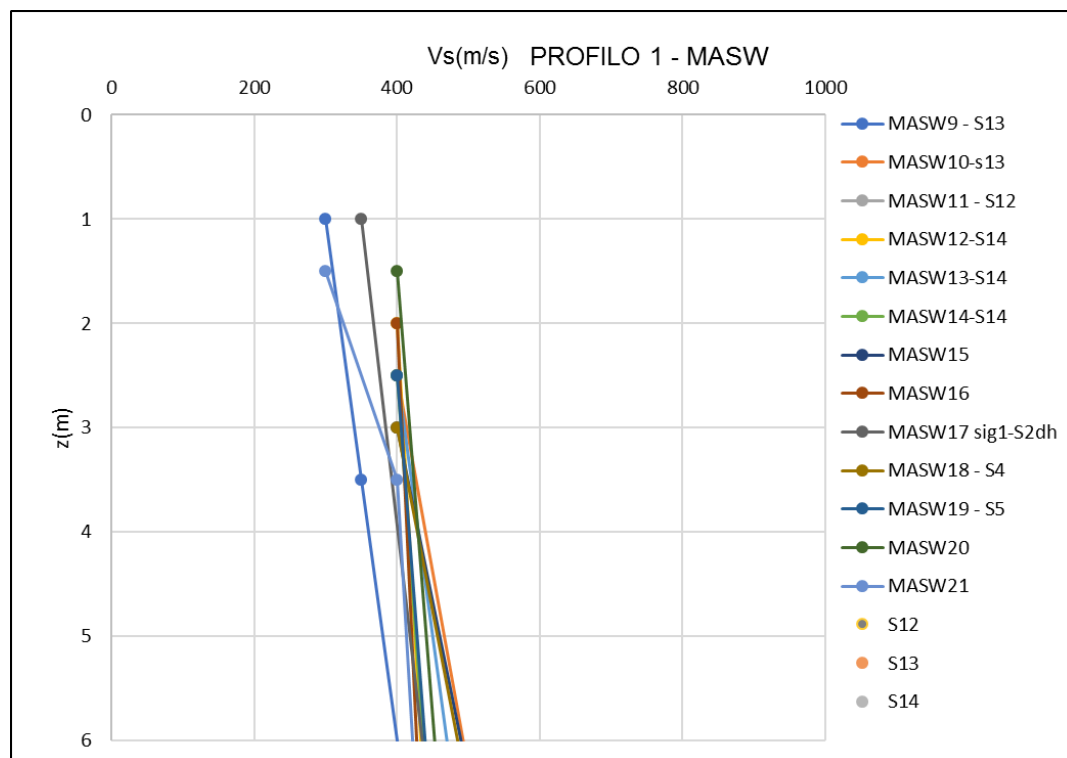


Figura 25 – Profilo 1 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 1A

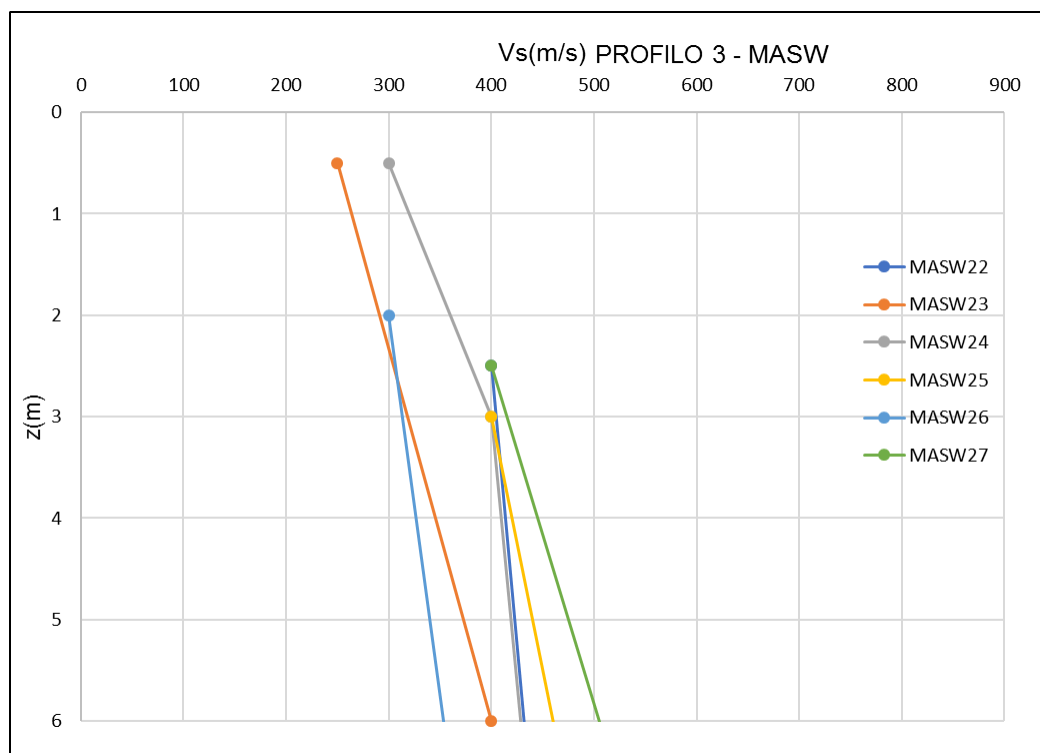


Figura 26 – Profilo 3 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 1A

Il valore del modulo di deformabilità si può anche ottenere estrapolando i valori di Vs dal profilo della sismica in foro DH-S1PG e S2.

Tabella 15 – Parametri di deformabilità dalla distribuzione delle Vs all'interno della DH-S1PG U.G. 1A

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
0	123	31	77	8	riporti
1	165	56	139	14	riporti
2	207	87	218	22	riporti
3	264	142	355	36	riporti
4	310	196	490	49	ghiaie / sabbie-argille
5	332	225	562	56	ghiaie / sabbie-argille

Tabella 16 – Parametri di deformabilità dalla distribuzione delle Vs all'interno della DH-S2 U.G. 1A

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
0	355	257	642	64	ghiaia e sabbia
1	433	382	956	96	ghiaia e sabbia
2	611	761	1903	190	ghiaia e sabbia
3	633	817	2042	204	ghiaia e sabbia

4	701	1002	2505	250	ghiaia e sabbia
5	720	1057	2642	264	ghiaia e sabbia

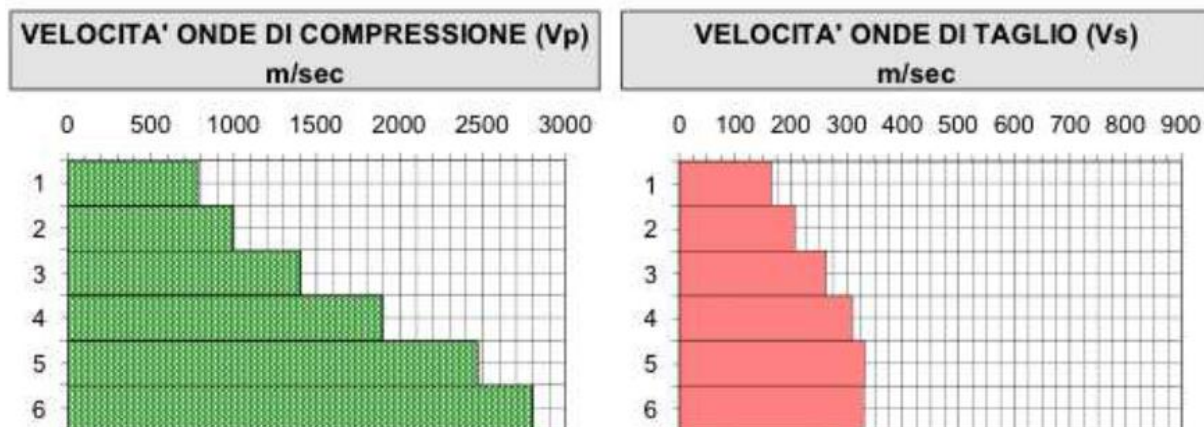


Figura 27 – Distribuzione delle onde di compressione e di taglio all'interno della DH-S1PG U.G.1A

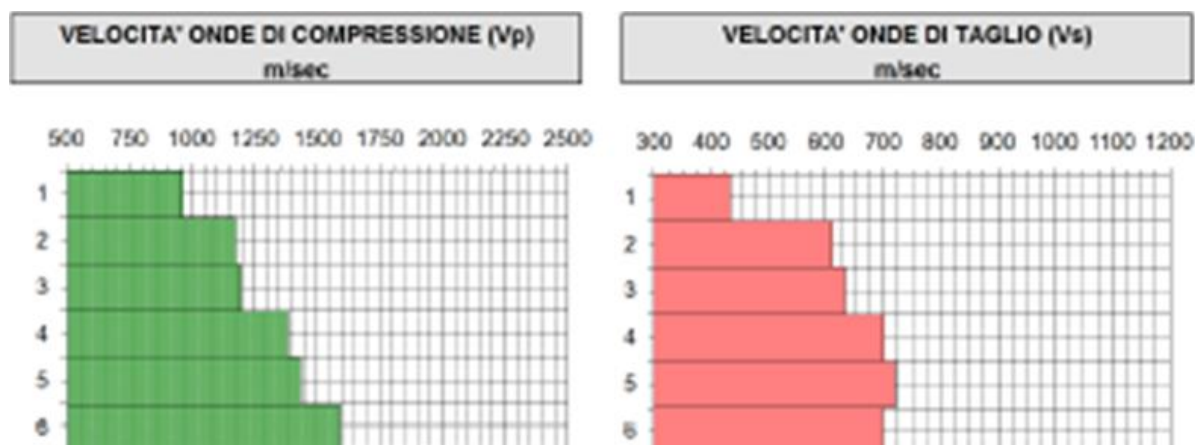


Figura 28 – Distribuzione delle onde di compressione e di taglio all'interno della DH-S2

Lo studio a partire dalle relazioni di letteratura fornisce i limiti inferiori del valore di modulo elastico per l'U.G. 1A, infatti si ottengono valori tra 21 e 43 MPa. Mentre se si osservano le risultanze delle sismiche in foro DH per i primi 5 metri si valutano moduli elastici che vanno da 65 a 260 MPa. Le MASW forniscono valori di deformabilità che raggiungono massimi di 80 MPa, con minimi di 45 MPa.

2.3.3.6. Permeabilità UG1A

Per quanto riguarda i valori di permeabilità dell'unità geotecnica 1A, si rimanda alla relazione geologica.

2.3.3.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG1A

Dai risultati delle prove riportate nei paragrafi precedenti, per quanto riguarda la formazione UG1A, si può concludere che a profondità massime di 6 m si ha un valor medio del peso specifico pari a circa 20 kN/m³. Tramite le correlazioni di Jamiolkowski (2003) ed i valori di NSPT si sono potuti estrarre i parametri di densità relativa del materiale, da cui risulta quindi un materiale addensato, poiché si ha un range di parametri di D_r che varia tra 0.60 e 1.00. Tali valori di densità relativa sono usati quindi, attraverso le formulazioni di Bolton (1986) e Schmertmann (1977), per determinare il valore dell'angolo di attrito caratteristico del materiale UG1A, in particolare si ha che la prima formulazione fornisce il limite inferiore del range, mentre la seconda formulazione fornisce il limite superiore, conservativamente si adotta un parametro di angolo di attrito pari a 38°. Il materiale è prettamente granulare, quindi ha un valore di coesione drenata (e non drenata) nullo. La caratterizzazione in termini di deformabilità del materiale è stata derivata sia tramite l'uso della correlazione di Yoshida et al. (1988), che vede la derivazione di V_s dai valori di NSPT, sia tramite l'interpretazione delle prove sismiche MASW e DH a disposizione per i primi metri da p.c.. Sulla base di quanto ottenuto con la seconda metodologia è stato possibile stabilire un andamento variabile con la profondità, valutato in un range tra 45 e 80 MPa.

Alla luce di quanto riportato precedentemente, per quanto riguarda la parametrizzazione dell'unità geotecnica 1A, si riportano i seguenti valori:

Tabella 17 – Parametri caratteristici di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 1A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	45 – 80*	-	-	-	-

*variabilità con la profondità

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- φ'_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c'_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;
- M = modulo edometrico dei terreni argillosi
- C α = indice di compressibilità dei terreni coesivi

2.3.4. Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 2A

2.3.4.1. Caratteristiche fisiche UG2A

Per quanto riguarda la massa volumica, il diametro massimo dei grani, i valori di limiti plastico e liquido, contenuto d'acqua e Indice di plasticità considerata per la U.G.2A si fa riferimento alle prove in laboratorio eseguite su provini estratti che vengano identificati come ghiaia e sabbia con presenza di limo e argilla. Di seguito si riportano i valori desunti dalle prove di Progetto Preliminare e di Progetto Definitivo.

Tabella 18 – Parametri fisici UG2A – Progetto Preliminare

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D _{max} (mm)	Ip (%)	W _p (%)	W _L (%)	e ₀ (-)	W ₀ (%)
S1_C1	33.7	2A	21.4	9.5	28.8	22.2	51		21.7
S1_C2	5.25	2A		37.5	11.5	16.5	28		
S1_C3	14.75	2A		25	14.5	18.5	33		
S1_C4	19.8	2A		25	17.6	24.9	42.5		
S1_C5	22.25	2A		37.5	8.2	16.3	24.5		
S18_C1	5.3	2A	19.3	25	31.8	27.2	59		31.7
S2_C2	9.9	2A		37.5	9.7	17.3	27		
S2_C3	13.9	2A		25	13.3	16.7	30		
S2_C5	24.7	2A		37.5	18.4	21.4	39.8		
S3_C3	5.25	2A		50	12.6	19.4	32		
S3_C4	12.6	2A		25	13.6	17.4	31		
S4_C2	9.25	2A		37.5	23.5	22.5	46		
S14_C1	8.5	2A		25	32.9	23.1	56		
S15_C1	2.5	2A		50	8	16	24		
S16_C3	2.5	2A		50	5.3	13.7	19		

Tabella 19 – Parametri fisici UG2A – Progetto Definitivo

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D _{max} (mm)	Ip (%)	W _p (%)	W _L (%)	e ₀ (-)	W ₀ (%)
SIG4_1	7.7	2A	20.1	37.5	18.1	15.3	33.4		14.9
SIG4_2	26.7	2A	21.8	50	11.1	20.1	31.2		11.3
SIG4_5	34.1	2A	22.3	50	9.1	20.9	30		11.5
SMC3_3	18.2	2A	21.2	50	14.9	17.7	32.6		12.9
SMC5_2	12.1	2A	20.3	37.5	16.8	15.5	32.3		13.2

Si riporta come primo elemento di caratterizzazione il fuso granulometrico dei campioni appartenenti all'unità geotecnica 2A. Si vede come l'unità geotecnica 2A abbia una natura prevalentemente ghiaiosa-sabbiosa.

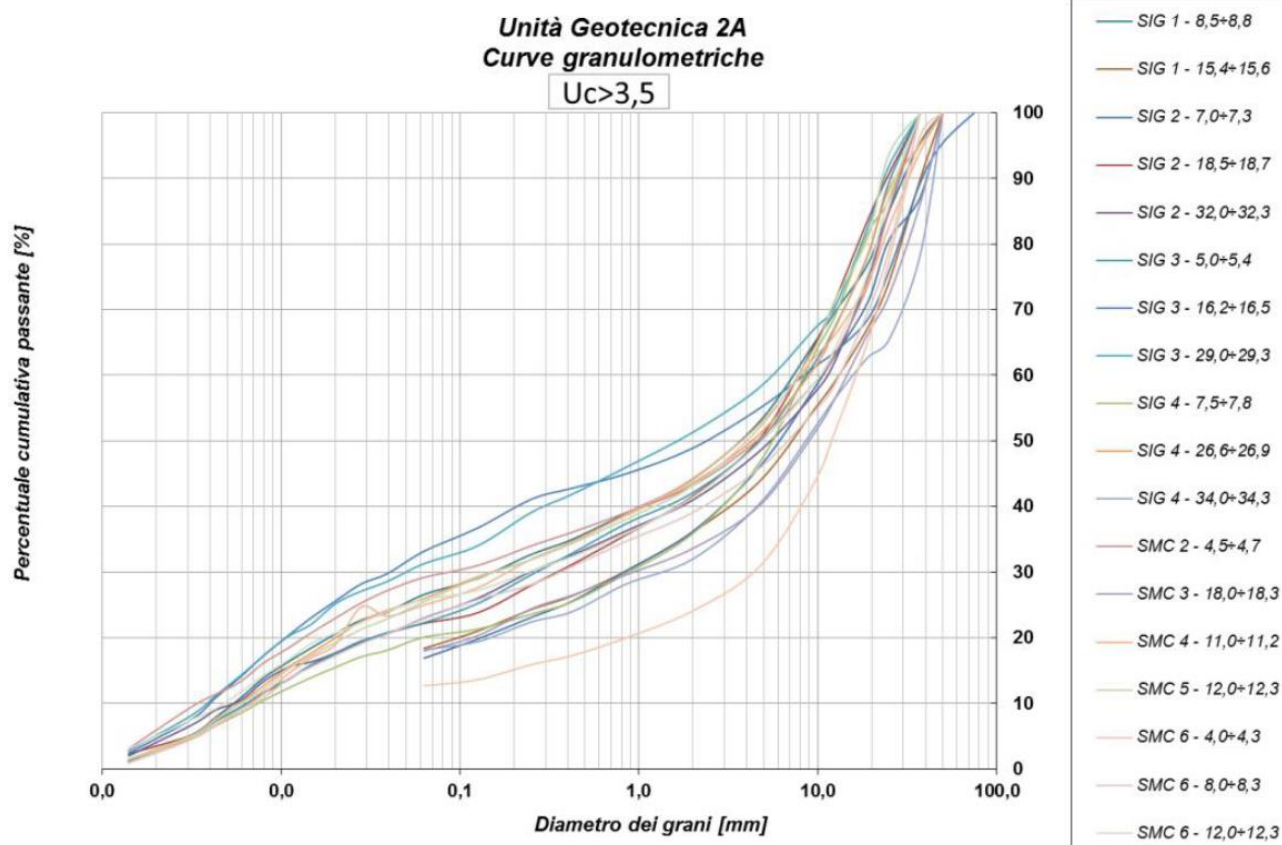


Figura 29 – Fuso granulometrico per U.G. 2A

2.3.4.2. Stato tensionale iniziale UG2A

Lo stato tensionale iniziale, come descritto precedentemente, è determinato utilizzando la relazione di **k₀ per terreni normalconsolidati**:

$$k_{0 \text{ NC}} = (1 - \sin \varphi') \quad \text{Jaky (1944)}$$

Quindi varierà a seconda del valore di angolo di attrito considerato.

2.3.4.3. Densità relativa UG2A

Al fine di valutare il valore di densità relativa UG2A è stata utilizzata la formula di Cubrinowski & Ishihara 1999, il cui valore del rapporto tra stato tensionale iniziale NC ed OC sotto radice è stato posto pari all'unità.

Tabella 20 – Valori di Densità relativa valutati dalle prove penetrometriche statiche per l'U.G. 2A

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT} (78%)	D ₅₀	Dr
SIG1	6.32	63.2	100	100	addensato	77	4.50	0.98
SIG1	8	80	100	100	addensato	77	4.50	0.93
SIG1	9.5	95	39	40	addensato	30	4.50	0.55
SIG1	11.4	114	69	64	addensato	53	4.50	0.70
SIG1	13	130	100	86	addensato	77	4.50	0.82

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
SIG1	14.7	147	55	44	addensato	42	4.50	0.59
SIG1	16.2	162	100	76	addensato	77	4.50	0.78
SIG1	19.5	195	62	43	addensato	48	4.50	0.58
SIG1	22.5	225	77	49	addensato	59	4.50	0.63
SIG1	24	240	62	38	addensato	48	4.50	0.56
SIG1	26	260	49	29	addensato	38	4.50	0.48
SIG1	28.1	281	58	33	addensato	45	4.50	0.52
SIG1	38	380	47	22	medio-sciolto	36	4.50	0.43
SIG2	6.3	63	83	100	addensato	64	4.50	0.90
SIG2	8.2	82	63	70	addensato	48	4.50	0.73
SIG2	9.5	95	100	100	addensato	77	4.50	0.89
SIG2	10.9	109	100	95	addensato	77	4.50	0.86
SIG2	12.3	123	83	74	addensato	64	4.50	0.76
SIG2	13.7	137	72	60	addensato	55	4.50	0.68
SIG2	15.1	151	100	69	addensato	77	4.50	0.79
SIG2	16.7	167	100	75	addensato	77	4.50	0.77
SIG2	18	180	49	35	addensato	38	4.50	0.53
SIG2	19.6	196	43	29	addensato	33	4.50	0.48
SIG2	21.25	212.5	81	53	addensato	62	4.50	0.65
SIG2	22.7	227	73	46	addensato	56	4.50	0.61
SIG2	26.75	267.5	71	41	addensato	55	4.50	0.58
SIG2	28.6	286	100	56	addensato	77	4.50	0.67
SIG2	30.5	305	64	34	addensato	49	4.50	0.53
SIG2	33	330	80	41	addensato	62	4.50	0.58
SIG2	34.7	347	41	20	medio-sciolto	32	4.50	0.41
SIG2	36.8	368	63	30	addensato	48	4.50	0.50
SIG2	38	380	66	31	addensato	51	4.50	0.51
SIG2	40.1	401	46	21	medio-sciolto	35	4.50	0.42
SIG2	42.2	422	58	26	addensato	45	4.50	0.47
SIG3	6	60	26	35	addensato	20	4.50	0.51
SIG3	8.5	85	53	58	addensato	41	4.50	0.67
SIG3	11.5	115	51	47	addensato	39	4.50	0.60
SIG3	13	130	50	43	addensato	38	4.50	0.58
SIG3	15.5	155	22	17	medio-sciolto	17	4.50	0.37
SIG3	17	170	35	26	addensato	27	4.50	0.45

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
SIG3	21.5	215	39	25	addensato	30	4.50	0.45
SIG3	25	250	41	25	medio-sciolto	32	4.50	0.45
SIG3	28	280	80	45	addensato	62	4.50	0.61
SIG3	30	300	77	42	addensato	59	4.50	0.58
SIG3	34.5	345	50	25	medio-sciolto	38	4.50	0.45
SIG3	36	360	81	40	addensato	62	4.50	0.57
SIG4	6.7	67	63	79	addensato	48	4.50	0.76
SIG4	8.7	87	100	100	addensato	77	4.50	0.91
SIG4	10	100	60	60	addensato	46	4.50	0.68
SIG4	11.8	118	81	74	addensato	62	4.50	0.75
SIG4	13.5	135	33	28	addensato	25	4.50	0.46
SIG4	20.5	205	43	29	addensato	33	4.50	0.48
SIG4	22.6	226	81	51	addensato	62	4.50	0.64
SIG4	25	250	74	44	addensato	57	4.50	0.60
SIG4	27.2	272	100	57	addensato	77	4.50	0.68
SIG4	30.2	302	39	21	medio-sciolto	30	4.50	0.41
SIG4	32.4	324	72	37	addensato	55	4.50	0.55
SIG4	34.6	346	83	41	addensato	64	4.50	0.59
SIG4	36	360	82	40	addensato	63	4.50	0.57
SIG4	37.5	375	69	33	addensato	53	4.50	0.52
S1	7	70	17	21	medio-sciolto	13	4.50	0.39
S1	10	100	24	24	medio-sciolto	18	4.50	0.42
S1	12	120	100	90	addensato	77	4.50	0.84
S1	21	210	78	51	addensato	60	4.50	0.64
S1	24	240	90	55	addensato	69	4.50	0.67
S2	7	70	57	70	addensato	44	4.50	0.72
S2	10	100	100	100	addensato	77	4.50	0.88
S2	12	120	100	90	addensato	77	4.50	0.84
S2	21	210	78	51	addensato	60	4.50	0.64
S2	27	270	80	46	addensato	62	4.50	0.61
S3	3	30	23	45	addensato	18	4.50	0.57
S3	7	70	18	22	medio-sciolto	14	4.50	0.41
S3	10	100	57	57	addensato	44	4.50	0.66
S3	12	120	100	90	addensato	77	4.50	0.84
S3	21	210	81	53	addensato	62	4.50	0.65

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
S3	25	250	100	60	addensato	77	4.50	0.70
S4	7	70	9	11	medio-sciolto	7	4.50	0.29
S4	10	100	27	27	addensato	21	4.50	0.46
S4	12.5	125	70	62	addensato	54	4.50	0.69
S4	21	210	58	38	addensato	45	4.50	0.56
S4	25	250	100	60	addensato	77	4.50	0.70
S5	7	70	21	26	addensato	16	4.50	0.44
S5	10	100	100	100	addensato	77	4.50	0.88
S5	12	120	82	74	addensato	63	4.50	0.76
S5	21	210	64	42	addensato	49	4.50	0.58
S5	25.5	255	71	42	addensato	55	4.50	0.59
S6	7	70	88	100	addensato	68	4.50	0.90
S6	10.4	104	12	12	medio-sciolto	9	4.50	0.30
S6	12	120	35	32	addensato	27	4.50	0.50
S6	21	210	63	42	addensato	48	4.50	0.57
S6	25	250	71	43	addensato	55	4.50	0.59
S7	7.1	71	6	7	medio-sciolto	5	4.50	0.24
S7	10.1	101	56	56	addensato	43	4.50	0.65
S7	12.1	121	73	66	addensato	56	4.50	0.71
S7	21	210	18	12	medio-sciolto	14	4.50	0.31
S7	25	250	34	20	medio-sciolto	26	4.50	0.40
S8	7	70	18	22	medio-sciolto	14	4.50	0.41
S8	10	100	61	61	addensato	47	4.50	0.68
S8	12	120	55	50	addensato	42	4.50	0.62
S8	20.5	205	35	23	medio-sciolto	27	4.50	0.43
S8	25	250	21	13	medio-sciolto	16	4.50	0.32
S9	7	70	36	44	addensato	28	4.50	0.58
S9	10	100	96	96	addensato	74	4.50	0.86
S9	12	120	31	28	addensato	24	4.50	0.47
S9	21	210	51	34	addensato	39	4.50	0.52
S9	25	250	34	20	medio-sciolto	26	4.50	0.40
S10	7	70	34	42	addensato	26	4.50	0.56
S10	10	100	34	34	addensato	26	4.50	0.51
S10	12	120	66	60	addensato	51	4.50	0.68
S10	21	210	85	56	addensato	65	4.50	0.67

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
S10	25.6	256	34	20	medio-sciolto	26	4.50	0.40
S11	7	70	27	33	addensato	21	4.50	0.50
S11	10	100	9	9	medio-sciolto	7	4.50	0.26
S11	12	120	30	27	addensato	23	4.50	0.46
S11	21	210	41	27	addensato	32	4.50	0.47
S11	25	250	71	43	addensato	55	4.50	0.59
S12	7	70	37	45	addensato	28	4.50	0.58
S12	10	100	34	34	addensato	26	4.50	0.51
S12	12	120	19	17	medio-sciolto	15	4.50	0.37
S12	21	210	20	13	medio-sciolto	15	4.50	0.32
S12	25.5	255	31	18	medio-sciolto	24	4.50	0.39
S13	7	70	54	66	addensato	42	4.50	0.71
S13	9	90	13	14	medio-sciolto	10	4.50	0.32
S13	12	120	47	42	addensato	36	4.50	0.57
S13	21	210	20	13	medio-sciolto	15	4.50	0.32
S13	24	240	43	26	addensato	33	4.50	0.46
S14	7	70	24	29	addensato	18	4.50	0.46
S14	10	100	50	50	addensato	38	4.50	0.61
S14	12	120	62	56	addensato	48	4.50	0.66
S14	21	210	100	66	addensato	77	4.50	0.73
S14	25	250	17	10	medio-sciolto	13	4.50	0.29
S2_PG	6.1	61	24	32	addensato	18	4.50	0.48
S2_PG	12.1	121	43	39	addensato	33	4.50	0.55
S2_PG	16.6	166	49	37	addensato	38	4.50	0.54
S2_PG	30	300	100	54	addensato	77	4.50	0.67
S3_PG	4.5	45	29	45	addensato	22	4.50	0.57
S3_PG	7.5	75	64	75	addensato	49	4.50	0.75

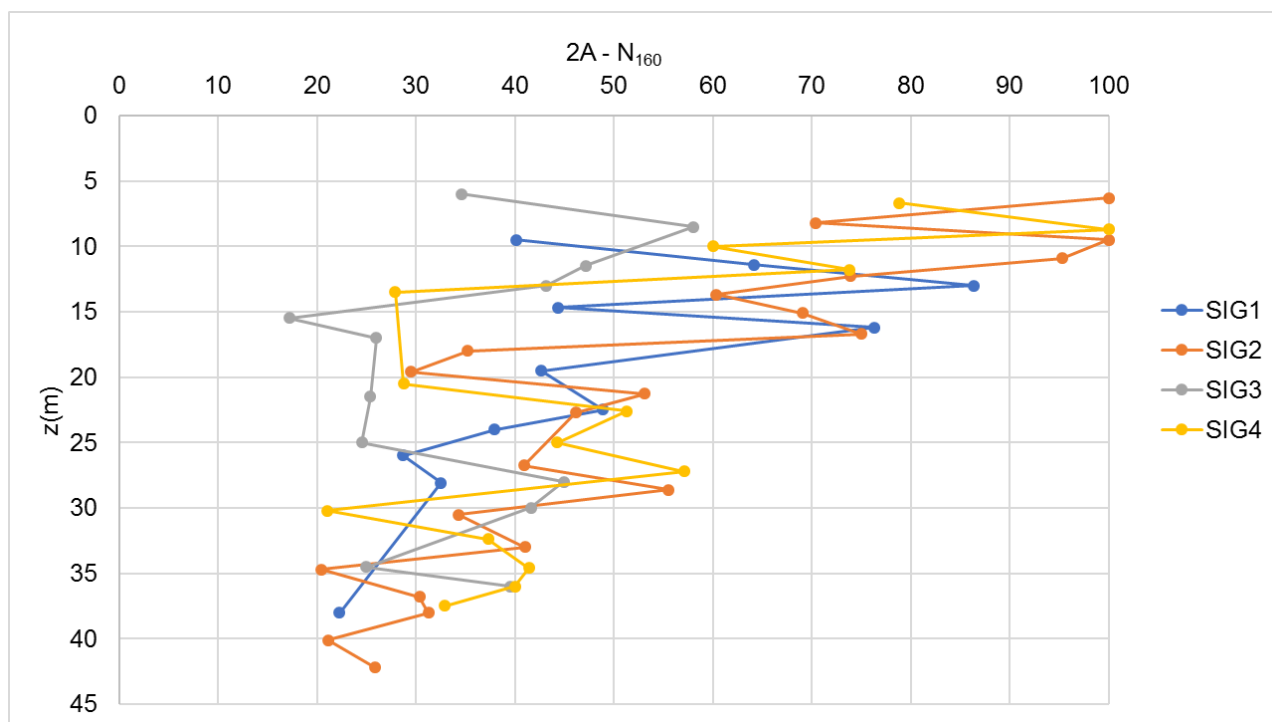


Figura 30 – Distribuzione di N_{160} con la profondità per i sondaggi SIG da 1 a 4

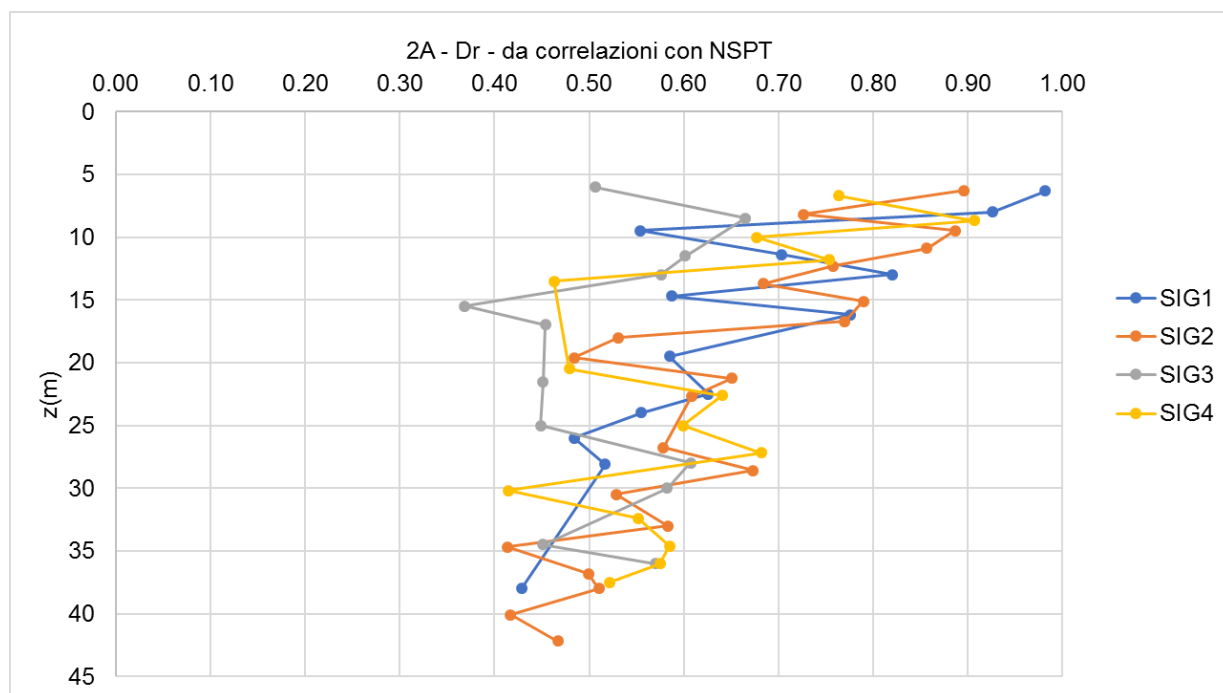


Figura 31 – Distribuzione di D_r con la profondità per i sondaggi SIG da 1 a 4

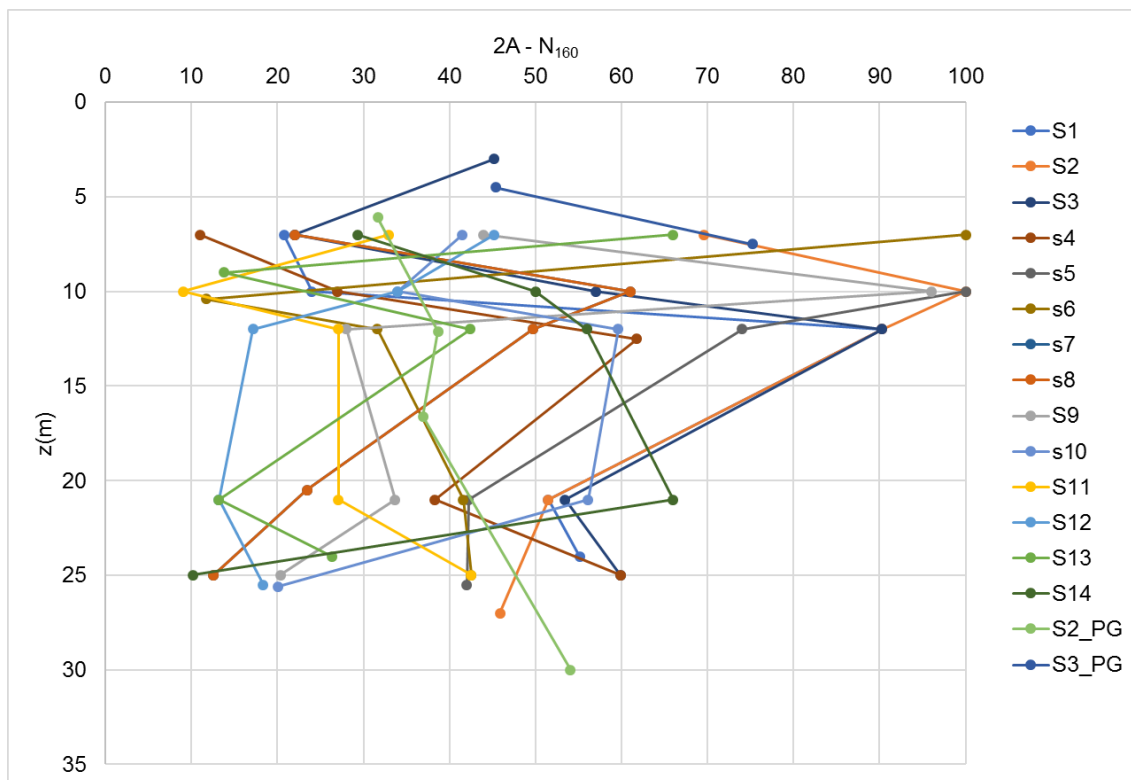


Figura 32 – Distribuzione di N_{160} con la profondità per i sondaggi S da 1 a 14 e S2_PG ed S3_PG

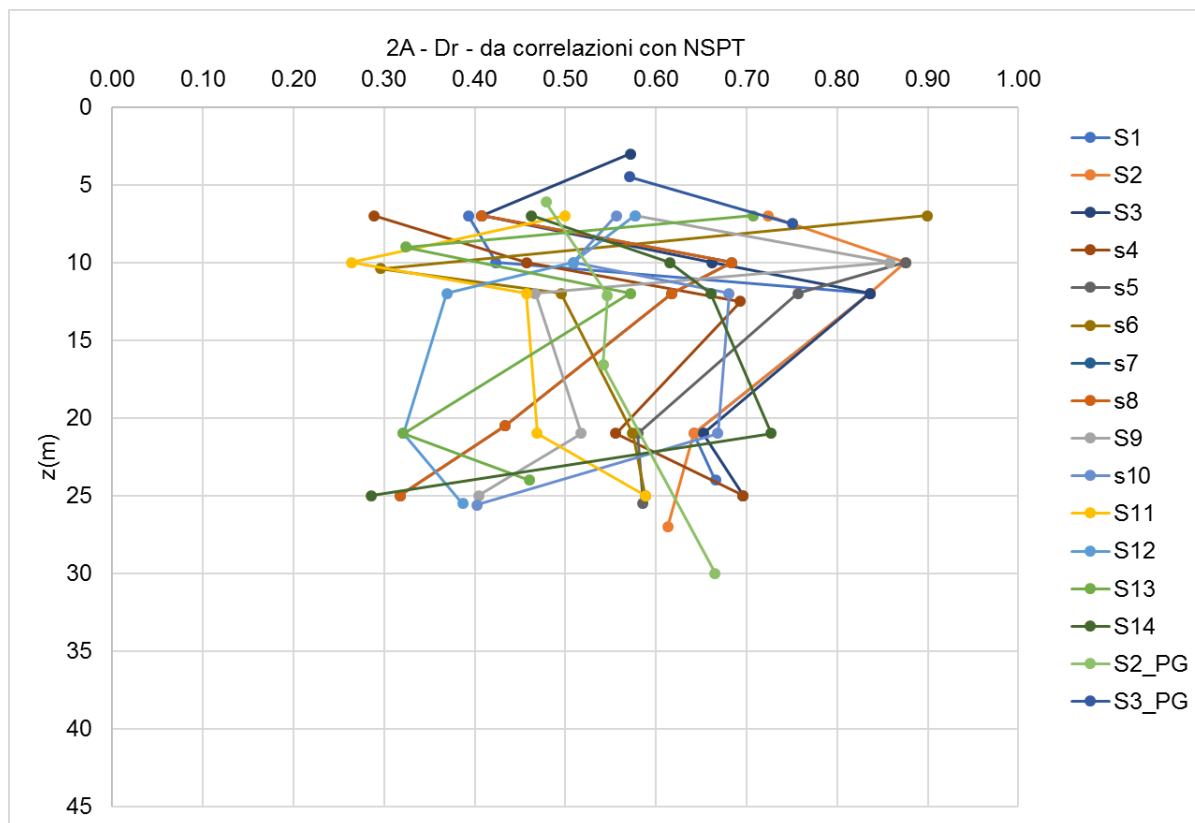


Figura 33 – Distribuzione di Dr con la profondità per i sondaggi S da 1 a 14 e S2_PG ed S3_PG

Dalle analisi precedenti si osserva una variazione della densità relativa del materiale afferente alla U.G. 2A che varia tra medio-sciolto ad addensato. Infatti, se si considerano i sondaggi da SIG 1 a SIG 4 si osserva un valore medio di D_r variabile con la profondità da circa 0.75 a 0.50. Se si considerano invece i sondaggi da S1 a S14 ed S2_PG e S3_PG si ottiene un valore di D_r medio pari a circa 0.55.

Si riportano inoltre, come confronto e a titolo di completezza, i valori di densità relativa calcolati tramite le relazioni da prove DPSH.

Tabella 21 - Valori di densità relativa ricavati tramite DPSH per U.G. 2A

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH1-S15	0.2	0.2	16.35	1226.25	0.2	1.00	ghiaia
DPSH1-S15	5.2	10.2	9.07	680.25	10.2	0.56	ghiaia
DPSH1-S15	5.4	10.6	7.37	552.75	10.6	0.49	ghiaia
DPSH1-S15	5.6	11	6.24	468	11	0.44	ghiaia
DPSH1-S15	5.8	11.4	9.64	723	11.4	0.56	ghiaia
DPSH1-S15	6	11.8	11.91	893.25	11.8	0.61	ghiaia
DPSH1-S15	6.2	12.2	18.94	1420.5	12.2	0.74	ghiaia
DPSH1-S15	6.4	12.6	10.28	771	12.6	0.56	ghiaia
DPSH1-S15	6.6	13	8.66	649.5	13	0.51	ghiaia
DPSH1-S15	6.8	13.4	10.82	811.5	13.4	0.57	ghiaia
DPSH1-S15	7	13.8	9.32	699	13.8	0.52	ghiaia
DPSH1-S15	7.2	14.2	15.02	1126.5	14.2	0.65	ghiaia
DPSH1-S15	7.4	14.6	16.57	1242.75	14.6	0.68	ghiaia
DPSH1-S15	7.6	15	25.89	1941.75	15	0.80	ghiaia
DPSH3-S6	5.2	10.2	11.91	893.25	10.2	0.63	ghiaia
DPSH3-S6	5.4	10.6	11.91	893.25	10.6	0.63	ghiaia
DPSH3-S6	5.6	11	8.5	637.5	11	0.53	ghiaia
DPSH3-S6	5.8	11.4	11.34	850.5	11.4	0.60	ghiaia
DPSH3-S6	6	11.8	9.2	690	11.8	0.54	ghiaia
DPSH3-S6	6.2	12.2	31.93	2394.75	12.2	0.89	ghiaia
DPSH3-S6	6.4	12.6	10.82	811.5	12.6	0.58	ghiaia
DPSH3-S6	6.6	13	12.99	974.25	13	0.62	ghiaia
DPSH3-S6	6.8	13.4	14.07	1055.25	13.4	0.64	ghiaia
DPSH3-S6	7	13.8	6.21	465.75	13.8	0.40	ghiaia
DPSH3-S6	7.2	14.2	9.32	699	14.2	0.52	ghiaia
DPSH3-S6	7.4	14.6	11.39	854.25	14.6	0.57	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH3-S6	7.6	15	11.39	854.25	15	0.57	ghiaia
DPSH3-S6	7.8	15.4	15.02	1126.5	15.4	0.64	ghiaia
DPSH3-S6	8	15.8	12.9	967.5	15.8	0.59	ghiaia
DPSH3-S6	8.2	16.2	11.91	893.25	16.2	0.57	ghiaia
DPSH3-S6	8.4	16.6	9.43	707.25	16.6	0.50	ghiaia
DPSH3-S6	8.6	17	11.91	893.25	17	0.56	ghiaia
DPSH3-S6	8.8	17.4	9.43	707.25	17.4	0.49	ghiaia
DPSH3-S6	9	17.8	9.53	714.75	17.8	0.49	ghiaia
DPSH3-S6	9.2	18.2	12.39	929.25	18.2	0.56	ghiaia
DPSH3-S6	9.4	18.6	11.91	893.25	18.6	0.55	ghiaia
DPSH3-S6	9.6	19	10.01	750.75	19	0.50	ghiaia
DPSH3-S6	9.8	19.4	8.58	643.5	19.4	0.45	ghiaia
DPSH3-S6	10	19.8	7.79	584.25	19.8	0.42	ghiaia
DPSH3-S6	10	20.2	10.08	756	20.2	0.49	ghiaia
DPSH3-S6	10	20.6	11	825	20.6	0.51	ghiaia
DPSH3-S6	11	21	13.29	996.75	21	0.56	ghiaia
DPSH3-S6	11	21.4	16.95	1271.25	21.4	0.63	ghiaia
DPSH3-S6	11	21.8	18.09	1356.75	21.8	0.65	ghiaia
DPSH3-S6	11	22.2	22.06	1654.5	22.2	0.70	ghiaia
DPSH5-S12	5.2	10.2	15.87	1190.25	10.2	0.72	ghiaia
DPSH5-S12	5.4	10.6	13.04	978	10.6	0.66	ghiaia
DPSH5-S12	5.6	11	20.97	1572.75	11	0.79	ghiaia
DPSH5-S12	5.8	11.4	28.91	2168.25	11.4	0.87	ghiaia
DPSH5-S12	6	11.8	14.61	1095.75	11.8	0.67	ghiaia
DPSH5-S12	6.2	12.2	14.61	1095.75	12.2	0.67	ghiaia
DPSH5-S12	6.4	12.6	12.99	974.25	12.6	0.63	ghiaia
DPSH5-S12	6.6	13	16.24	1218	13	0.69	ghiaia
DPSH5-S12	6.8	13.4	14.61	1095.75	13.4	0.65	ghiaia
DPSH5-S12	7	13.8	23.3	1747.5	13.8	0.78	ghiaia
DPSH5-S12	7.2	14.2	13.98	1048.5	14.2	0.63	ghiaia
DPSH5-S12	7.4	14.6	15.53	1164.75	14.6	0.66	ghiaia
DPSH5-S12	7.6	15	13.98	1048.5	15		limo
DPSH5-S12	8.4	16.6	10.42	781.5	16.6	0.53	ghiaia
DPSH5-S12	8.6	17	8.93	669.75	17	0.48	ghiaia

Prova /Sondaggio	H (m)	z (m)	qd (MPa)	qc (t/mq)	σ'_v (t/mq)	Dr - Jamiolkowski (2003)	Materiale
DPSH5-S12	8.8	17.4	5.46	409.5	17.4	0.33	ghiaia
DPSH5-S12	9	17.8	7.15	536.25	17.8	0.41	ghiaia
DPSH5-S12	9.2	18.2	9.53	714.75	18.2	0.49	ghiaia
DPSH5-S12	9.4	18.6	10.48	786	18.6	0.51	ghiaia
DPSH5-S12	9.6	19	8.58	643.5	19	0.45	ghiaia
DPSH5-S12	9.8	19.4	12.87	965.25	19.4	0.56	ghiaia
DPSH5-S12	10	19.8	16.95	1271.25	19.8	0.64	ghiaia
DPSH5-S12	10	20.2	17.87	1340.25	20.2	0.65	ghiaia
DPSH5-S12	10	20.6	15.12	1134	20.6	0.60	ghiaia
DPSH5-S12	11	21	18.33	1374.75	21	0.65	ghiaia
DPSH5-S12	11	21.4	17.87	1340.25	21.4	0.64	ghiaia
DPSH5-S12	11	21.8	18.09	1356.75	21.8	0.65	ghiaia
DPSH5-S12	11	22.2	44.13	3309.75	22.2	0.90	ghiaia
DPSH8	5.2	10.2	41.95	3146.25	10.2	1.00	ghiaia
DPSH9- SG	5.2	10.2	17.57	1317.75	10.2	0.75	ghiaia
DPSH9- SG	5.4	10.6	17.57	1317.75	10.6	0.74	ghiaia
DPSH9- SG	5.6	11	18.71	1403.25	11	0.75	ghiaia
DPSH9- SG	5.8	11.4	23.24	1743	11.4	0.81	ghiaia
DPSH9- SG	6	11.8	30.85	2313.75	11.8	0.89	ghiaia
DPSH9- SG	6.2	12.2	38.97	2922.75	12.2	0.95	ghiaia
DPSH9- SG	6.4	12.6	40.05	3003.75	12.6	0.95	ghiaia

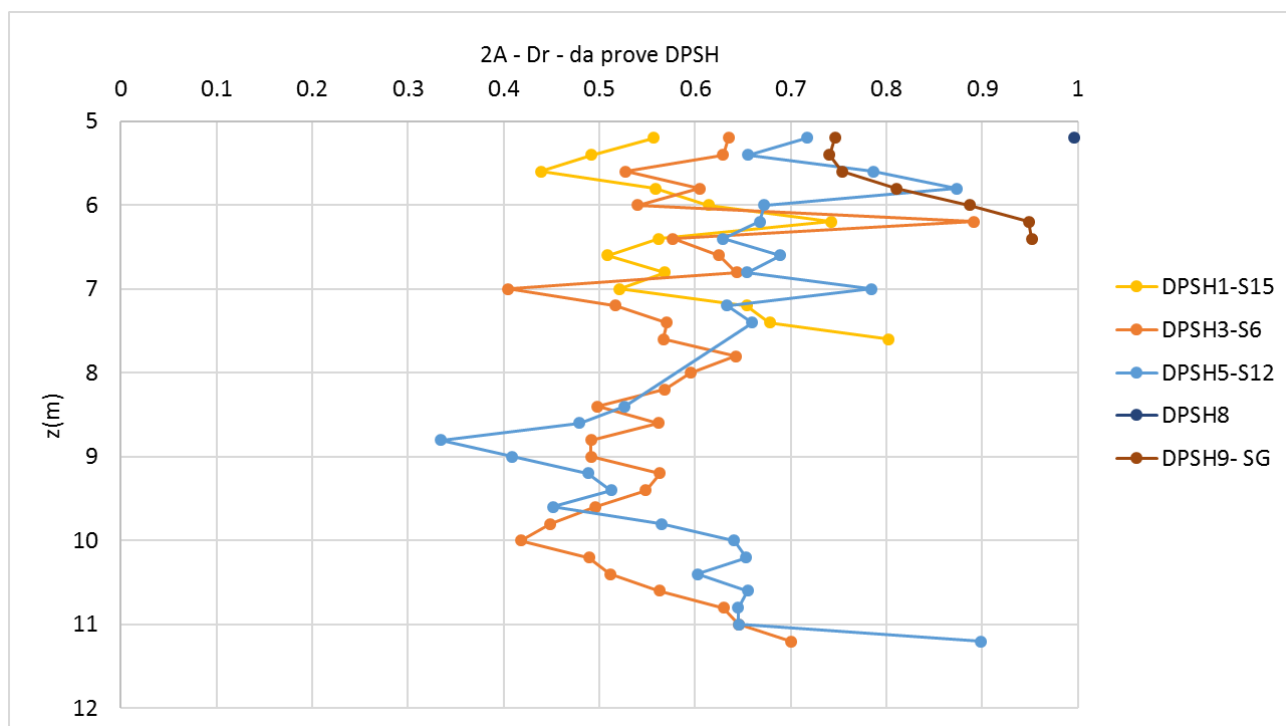


Figura 34 – Distribuzione con la profondità dei valori di densità relativa ricavati dalle prove DPHS

2.3.4.4. Resistenza in condizioni drenate UG2A

Tabella 22 – Angolo di attrito in condizioni drenate U.G. 2A

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N_{SPT} (n°)	Dr	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
SIG1	6.32	63.2	100	0.98	38	43
SIG1	8	80	100	0.93	38	42
SIG1	9.5	95	39	0.55	36	38
SIG1	11.4	114	69	0.70	37	40
SIG1	13	130	100	0.82	37	41
SIG1	14.7	147	55	0.59	36	38
SIG1	16.2	162	100	0.78	37	40
SIG1	19.5	195	62	0.58	36	38
SIG1	22.5	225	77	0.63	37	39
SIG1	24	240	62	0.56	36	38
SIG1	26	260	49	0.48	36	37
SIG1	28.1	281	58	0.52	36	37
SIG1	38	380	47	0.43	36	36
SIG2	6.3	63	83	0.90	38	42
SIG2	8.2	82	63	0.73	37	40
SIG2	9.5	95	100	0.89	38	42

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Dr	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
SIG2	10.9	109	100	0.86	37	41
SIG2	12.3	123	83	0.76	37	40
SIG2	13.7	137	72	0.68	37	39
SIG2	15.1	151	100	0.79	37	41
SIG2	16.7	167	100	0.77	37	40
SIG2	18	180	49	0.53	36	38
SIG2	19.6	196	43	0.48	36	37
SIG2	21.25	212.5	81	0.65	37	39
SIG2	22.7	227	73	0.61	36	38
SIG2	26.75	267.5	71	0.58	36	38
SIG2	28.6	286	100	0.67	37	39
SIG2	30.5	305	64	0.53	36	38
SIG2	33	330	80	0.58	36	38
SIG2	34.7	347	41	0.41	36	36
SIG2	36.8	368	63	0.50	36	37
SIG2	38	380	66	0.51	36	37
SIG2	40.1	401	46	0.42	36	36
SIG2	42.2	422	58	0.47	36	37
SIG3	6	60	26	0.51	36	37
SIG3	8.5	85	53	0.67	37	39
SIG3	11.5	115	51	0.60	36	38
SIG3	13	130	50	0.58	36	38
SIG3	15.5	155	22	0.37	35	36
SIG3	17	170	35	0.45	36	37
SIG3	21.5	215	39	0.45	36	37
SIG3	25	250	41	0.45	36	37
SIG3	28	280	80	0.61	36	38
SIG3	30	300	77	0.58	36	38
SIG3	34.5	345	50	0.45	36	37
SIG3	36	360	81	0.57	36	38
SIG4	6.7	67	63	0.76	37	40
SIG4	8.7	87	100	0.91	38	42
SIG4	10	100	60	0.68	37	39
SIG4	11.8	118	81	0.75	37	40
SIG4	13.5	135	33	0.46	36	37

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Dr	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
SIG4	20.5	205	43	0.48	36	37
SIG4	22.6	226	81	0.64	37	39
SIG4	25	250	74	0.60	36	38
SIG4	27.2	272	100	0.68	37	39
SIG4	30.2	302	39	0.41	36	36
SIG4	32.4	324	72	0.55	36	38
SIG4	34.6	346	83	0.59	36	38
SIG4	36	360	82	0.57	36	38
SIG4	37.5	375	69	0.52	36	38
S1	7	70	17	0.39	36	36
S1	10	100	24	0.42	36	36
S1	12	120	100	0.84	37	41
S1	21	210	78	0.64	37	39
S1	24	240	90	0.67	37	39
S2	7	70	57	0.72	37	40
S2	10	100	100	0.88	38	42
S2	12	120	100	0.84	37	41
S2	21	210	78	0.64	37	39
S2	27	270	80	0.61	36	39
S3	3	30	23	0.57	36	38
S3	7	70	18	0.41	36	36
S3	10	100	57	0.66	37	39
S3	12	120	100	0.84	37	41
S3	21	210	81	0.65	37	39
S3	25	250	100	0.70	37	40
S4	7	70	9	0.29	35	35
S4	10	100	27	0.46	36	37
S4	12.5	125	70	0.69	37	39
S4	21	210	58	0.56	36	38
S4	25	250	100	0.70	37	40
S5	7	70	21	0.44	36	37
S5	10	100	100	0.88	38	42
S5	12	120	82	0.76	37	40
S5	21	210	64	0.58	36	38
S5	25.5	255	71	0.59	36	38

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Dr	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
S6	7	70	88	0.90	38	42
S6	10.4	104	12	0.30	35	35
S6	12	120	35	0.50	36	37
S6	21	210	63	0.57	36	38
S6	25	250	71	0.59	36	38
S7	7.1	71	6	0.24	35	34
S7	10.1	101	56	0.65	37	39
S7	12.1	121	73	0.71	37	40
S7	21	210	18	0.31	35	35
S7	25	250	34	0.40	36	36
S8	7	70	18	0.41	36	36
S8	10	100	61	0.68	37	39
S8	12	120	55	0.62	37	39
S8	20.5	205	35	0.43	36	36
S8	25	250	21	0.32	35	35
S9	7	70	36	0.58	36	38
S9	10	100	96	0.86	37	41
S9	12	120	31	0.47	36	37
S9	21	210	51	0.52	36	37
S9	25	250	34	0.40	36	36
S10	7	70	34	0.56	36	38
S10	10	100	34	0.51	36	37
S10	12	120	66	0.68	37	39
S10	21	210	85	0.67	37	39
S10	25.6	256	34	0.40	36	36
S11	7	70	27	0.50	36	37
S11	10	100	9	0.26	35	35
S11	12	120	30	0.46	36	37
S11	21	210	41	0.47	36	37
S11	25	250	71	0.59	36	38
S12	7	70	37	0.58	36	38
S12	10	100	34	0.51	36	37
S12	12	120	19	0.37	35	36
S12	21	210	20	0.32	35	35
S12	25.5	255	31	0.39	36	36

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Dr	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
S13	7	70	54	0.71	37	40
S13	9	90	13	0.32	35	35
S13	12	120	47	0.57	36	38
S13	21	210	20	0.32	35	35
S13	24	240	43	0.46	36	37
S14	7	70	24	0.46	36	37
S14	10	100	50	0.61	36	39
S14	12	120	62	0.66	37	39
S14	21	210	100	0.73	37	40
S14	25	250	17	0.29	35	35
S2_PG	6.1	61	24	0.48	36	37
S2_PG	12.1	121	43	0.55	36	38
S2_PG	16.6	166	49	0.54	36	38
S2_PG	30	300	100	0.67	37	39
S3_PG	4.5	45	29	0.57	36	38
S3_PG	7.5	75	64	0.75	37	40

Al fine di ricavare il valore di angolo di attrito di picco di Bolton (1986) sono stati utilizzati i seguenti valori:

- ϕ'_{picco} = angolo di attrito di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272$ kPa;
- Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto in questa sede pari a 10;
- $p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$;
- σ'_{ff} = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa;
- m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura = 3
- ϕ_{cv}' = angolo di attrito di stato critico = 35° (Derivato da Yud 1972);
- Dr = densità relativa (si è adottata quella derivante dalla Formulazione di Cubrinowski & Ishihara 1999).

Per quanto riguarda invece la formulazione di Schmertmann (1997) adottata, si fa riferimento alla numero 2, ovvero quella per sabbia media uniforme, il valore di Dr adottata è quella della Formulazione di Cubrinowski & Ishihara 1999).

Per l'U.G. 2A si osserva una variabilità dell'angolo di attrito da circa 36° a 40°.

2.3.4.5. Deformabilità UG2A

Il fattore riduttivo al fine di valutare il modulo elastico operativo è stato adottato in base al livello deformativo indotto dalle modalità costruttive, di norma tale valore è associabile ad un livello di deformazione a taglio di 0.1-0.5% per

contesti simili a quelli in esame, che corrisponde ad un valore di rapporto di decadimento del modulo di taglio. Si è quindi adottato un valore di 10 come rapporto tra modulo elastico operativo e modulo elastico dinamico.

Il valore del coefficiente “k” della formulazione di Yoshida et al. (1988) è stato posto pari a 55, in quanto si fa riferimento a ghiaie e sabbie in matrice limosa.

Tabella 23 – Modulo di deformabilità da Yoshida et al (1988) U.G. 2A

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG1	1.5	15	88	246	123	309	31
SIG1	6.32	63.2	100	339	234	586	59
SIG1	8	80	100	350	250	626	63
SIG1	9.5	95	39	284	164	410	41
SIG1	11.4	114	69	336	230	574	57
SIG1	13	130	100	375	287	717	72
SIG1	14.7	147	55	329	220	550	55
SIG1	16.2	162	100	387	305	763	76
SIG1	19.5	195	62	352	253	632	63
SIG1	22.5	225	77	379	293	734	73
SIG1	24	240	62	363	268	670	67
SIG1	26	260	49	346	244	609	61
SIG1	28.1	281	58	365	271	678	68
SIG1	38	380	47	361	265	664	66
SIG2	6.3	63	83	323	213	533	53
SIG2	8.2	82	63	313	200	500	50
SIG2	9.5	95	100	359	263	657	66
SIG2	10.9	109	100	366	273	682	68
SIG2	12.3	123	83	355	257	643	64
SIG2	13.7	137	72	348	247	617	62
SIG2	15.1	151	100	383	299	748	75
SIG2	16.7	167	100	388	308	769	77
SIG2	18	180	49	328	220	550	55
SIG2	19.6	196	43	322	211	527	53
SIG2	21.25	212.5	81	381	296	740	74
SIG2	22.7	227	73	375	286	716	72
SIG2	26.75	267.5	71	381	296	739	74
SIG2	28.6	286	100	419	358	894	89

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	30.5	305	64	378	291	728	73
SIG2	33	330	80	404	333	832	83
SIG2	34.7	347	41	344	242	604	60
SIG2	36.8	368	63	387	305	762	76
SIG2	38	380	66	393	315	787	79
SIG2	40.1	401	46	362	267	667	67
SIG2	42.2	422	58	386	304	759	76
SIG3	6	60	26	240	118	294	29
SIG3	8.5	85	53	302	185	463	46
SIG3	11.5	115	51	312	198	495	49
SIG3	13	130	50	315	203	507	51
SIG3	15.5	155	22	263	141	353	35
SIG3	17	170	35	300	183	457	46
SIG3	21.5	215	39	318	206	515	52
SIG3	25	250	41	329	221	551	55
SIG3	28	280	80	395	318	795	79
SIG3	30	300	77	395	318	795	80
SIG3	34.5	345	50	362	267	666	67
SIG3	36	360	81	410	343	858	86
SIG4	6.7	67	63	305	189	473	47
SIG4	8.7	87	100	355	256	641	64
SIG4	10	100	60	318	206	516	52
SIG4	11.8	118	81	351	251	628	63
SIG4	13.5	135	33	286	166	416	42
SIG4	20.5	205	43	324	214	534	53
SIG4	22.6	226	81	384	301	753	75
SIG4	25	250	74	381	296	741	74
SIG4	27.2	272	100	416	353	882	88
SIG4	30.2	302	39	334	227	567	57
SIG4	32.4	324	72	393	314	786	79
SIG4	34.6	346	83	411	344	859	86
SIG4	36	360	82	412	345	864	86
SIG4	37.5	375	69	396	320	801	80
S1	7	70	17	221	99	249	25
S1	10	100	24	253	131	326	33

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S1	12	120	100	371	280	701	70
S1	21	210	78	377	290	724	72
S1	24	240	90	398	323	808	81
S2	7	70	57	299	182	455	46
S2	10	100	100	362	266	666	67
S2	12	120	100	371	280	701	70
S2	21	210	78	377	290	724	72
S2	27	270	80	393	315	787	79
S3	3	30	23	212	91	228	23
S3	7	70	18	224	102	256	26
S3	10	100	57	314	201	503	50
S3	12	120	100	371	280	701	70
S3	21	210	81	381	295	738	74
S3	25	250	100	411	344	861	86
S4	7	70	9	188	72	181	18
S4	10	100	27	261	138	346	35
S4	12.5	125	70	341	237	593	59
S4	21	210	58	350	250	625	62
S4	25	250	100	411	344	861	86
S5	7	70	21	233	111	276	28
S5	10	100	100	362	266	666	67
S5	12	120	82	353	254	635	63
S5	21	210	64	359	262	656	66
S5	25.5	255	71	378	292	730	73
S6	7	70	88	333	226	566	57
S6	10.4	104	12	214	93	233	23
S6	12	120	35	285	166	415	41
S6	21	210	63	357	260	651	65
S6	25	250	71	377	290	726	73
S7	7.1	71	6	171	59	148	15
S7	10.1	101	56	313	200	500	50
S7	12.1	121	73	343	240	600	60
S7	21	210	18	261	139	348	35
S7	25	250	34	314	201	502	50
S8	7	70	18	224	102	256	26

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S8	10	100	61	320	208	520	52
S8	12	120	55	319	208	520	52
S8	20.5	205	35	307	193	482	48
S8	25	250	21	278	158	395	39
S9	7	70	36	266	145	362	36
S9	10	100	96	358	261	653	65
S9	12	120	31	277	156	390	39
S9	21	210	51	339	234	586	59
S9	25	250	34	314	201	502	50
S10	7	70	34	263	141	352	35
S10	10	100	34	276	155	388	39
S10	12	120	66	334	228	570	57
S10	21	210	85	385	302	756	76
S10	25.6	256	34	315	202	505	51
S11	7	70	27	248	125	313	31
S11	10	100	9	198	80	200	20
S11	12	120	30	274	154	384	38
S11	21	210	41	321	210	525	53
S11	25	250	71	377	290	726	73
S12	7	70	37	268	147	367	37
S12	10	100	34	276	155	388	39
S12	12	120	19	245	122	306	31
S12	21	210	20	268	147	367	37
S12	25.5	255	31	308	193	482	48
S13	7	70	54	295	177	443	44
S13	9	90	13	214	93	233	23
S13	12	120	47	307	192	481	48
S13	21	210	20	268	147	367	37
S13	24	240	43	331	223	558	56
S14	7	70	24	241	118	295	30
S14	10	100	50	304	188	471	47
S14	12	120	62	329	221	552	55
S14	21	210	100	401	328	820	82
S14	25	250	17	264	142	355	36
S2_PG	6.1	61	24	236	114	284	28

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S2_PG	12.1	121	43	301	184	461	46
S2_PG	16.6	166	49	325	215	537	54
S2_PG	30	300	100	422	362	906	91
S3_PG	4.5	45	29	237	115	287	29
S3_PG	7.5	75	64	311	197	492	49

Al fine di implementare la formulazione di Ohta & Goto (1978) per l'unità geotecnica 2A, il valore di NSPT_{60%} è stato ottenuto elevando il valore di NSPT al valore di 0.173. Il valore di f_A adottato è di 1.30 per depositi pleistocenici, mentre il valore di f_G adottato è di 1.15 per sabbieghiaiose.

Tabella 24 – Modulo di deformabilità da Ohta & Goto (1978) U.G. 2A

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG1	1.5	15	88	246	123	309	31
SIG1	6.32	63.2	100	335	229	572	57
SIG1	8	80	100	351	251	627	63
SIG1	9.5	95	39	308	193	484	48
SIG1	11.4	114	69	352	253	632	63
SIG1	13	130	100	385	302	756	76
SIG1	14.7	147	55	356	258	645	64
SIG1	16.2	162	100	402	329	823	82
SIG1	19.5	195	62	383	300	749	75
SIG1	22.5	225	77	409	341	853	85
SIG1	24	240	62	399	325	812	81
SIG1	26	260	49	389	309	772	77
SIG1	28.1	281	58	407	337	843	84
SIG1	38	380	47	416	352	881	88
SIG2	6.3	63	83	324	214	536	54
SIG2	8.2	82	63	325	216	539	54
SIG2	9.5	95	100	363	268	670	67
SIG2	10.9	109	100	372	283	706	71
SIG2	12.3	123	83	369	278	694	69
SIG2	13.7	137	72	368	275	689	69
SIG2	15.1	151	100	387	305	763	76
SIG2	16.7	167	100	404	333	833	83

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	18	180	49	362	268	670	67
SIG2	19.6	196	43	360	265	661	66
SIG2	21.25	212.5	81	408	340	850	85
SIG2	22.7	227	73	406	336	841	84
SIG2	26.75	267.5	71	417	355	887	89
SIG2	28.6	286	100	448	410	1025	102
SIG2	30.5	305	64	420	360	900	90
SIG2	33	330	80	444	401	1003	100
SIG2	34.7	347	41	399	324	811	81
SIG2	36.8	368	63	435	385	963	96
SIG2	38	380	66	441	396	991	99
SIG2	40.1	401	46	418	357	893	89
SIG2	42.2	422	58	440	395	986	99
SIG3	6	60	26	263	141	352	35
SIG3	8.5	85	53	318	206	515	52
SIG3	11.5	115	51	335	228	571	57
SIG3	13	130	50	342	238	595	59
SIG3	15.5	155	22	307	192	479	48
SIG3	17	170	35	338	233	583	58
SIG3	21.5	215	39	361	265	663	66
SIG3	25	250	41	374	286	715	71
SIG3	28	280	80	430	376	941	94
SIG3	30	300	77	433	381	954	95
SIG3	34.5	345	50	412	347	867	87
SIG3	36	360	81	452	417	1041	104
SIG4	6.7	67	63	313	200	499	50
SIG4	8.7	87	100	356	259	647	65
SIG4	10	100	60	335	229	572	57
SIG4	11.8	118	81	364	271	677	68
SIG4	13.5	135	33	320	209	523	52
SIG4	20.5	205	43	363	269	673	67
SIG4	22.6	226	81	413	348	870	87
SIG4	25	250	74	415	351	877	88
SIG4	27.2	272	100	444	402	1005	101

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	30.2	302	39	385	302	756	76
SIG4	32.4	324	72	434	384	960	96
SIG4	34.6	346	83	450	414	1034	103
SIG4	36	360	82	453	418	1046	105
SIG4	37.5	375	69	443	400	1001	100
S1	7	70	17	252	129	322	32
S1	10	100	24	286	167	417	42
S1	12	120	100	379	293	733	73
S1	21	210	78	405	334	835	83
S1	24	240	90	426	369	924	92
S2	7	70	57	310	196	490	49
S2	10	100	100	366	273	683	68
S2	12	120	100	379	293	733	73
S2	21	210	78	405	334	835	83
S2	27	270	80	427	371	928	93
S3	3	30	23	225	103	258	26
S3	7	70	18	254	132	329	33
S3	10	100	57	332	225	562	56
S3	12	120	100	379	293	733	73
S3	21	210	81	407	338	846	85
S3	25	250	100	437	389	973	97
S4	7	70	9	225	104	259	26
S4	10	100	27	292	174	434	43
S4	12.5	125	70	359	263	658	66
S4	21	210	58	384	301	753	75
S4	25	250	100	437	389	973	97
S5	7	70	21	261	139	347	35
S5	10	100	100	366	273	683	68
S5	12	120	82	366	274	684	68
S5	21	210	64	391	312	780	78
S5	25.5	255	71	413	348	871	87
S6	7	70	88	334	228	570	57
S6	10.4	104	12	256	133	333	33
S6	12	120	35	316	204	510	51

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S6	21	210	63	390	310	775	78
S6	25	250	71	412	346	864	86
S7	7.1	71	6	211	90	226	23
S7	10.1	101	56	332	224	561	56
S7	12.1	121	73	360	264	659	66
S7	21	210	18	314	201	503	50
S7	25	250	34	363	268	670	67
S8	7	70	18	254	132	329	33
S8	10	100	61	336	230	576	58
S8	12	120	55	342	238	596	60
S8	20.5	205	35	351	251	627	63
S8	25	250	21	334	227	567	57
S9	7	70	36	286	167	418	42
S9	10	100	96	364	269	674	67
S9	12	120	31	310	196	489	49
S9	21	210	51	376	288	721	72
S9	25	250	34	363	268	670	67
S10	7	70	34	284	164	410	41
S10	10	100	34	304	188	470	47
S10	12	120	66	353	254	635	63
S10	21	210	85	411	344	860	86
S10	25.6	256	34	364	270	676	68
S11	7	70	27	272	151	378	38
S11	10	100	9	241	119	297	30
S11	12	120	30	308	193	483	48
S11	21	210	41	362	267	668	67
S11	25	250	71	412	346	864	86
S12	7	70	37	288	169	422	42
S12	10	100	34	304	188	470	47
S12	12	120	19	285	165	413	41
S12	21	210	20	320	209	521	52
S12	25.5	255	31	358	262	654	65
S13	7	70	54	307	192	481	48
S13	9	90	13	252	130	324	32

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S13	12	120	47	333	226	564	56
S13	21	210	20	320	209	521	52
S13	24	240	43	375	286	715	72
S14	7	70	24	267	145	363	36
S14	10	100	50	325	215	537	54
S14	12	120	62	349	248	621	62
S14	21	210	100	422	364	910	91
S14	25	250	17	322	211	527	53
S2_PG	6.1	61	24	260	138	345	34
S2_PG	12.1	121	43	328	220	549	55
S2_PG	16.6	166	49	357	260	649	65
S2_PG	30	300	100	453	418	1044	104
S3_PG	4.5	45	29	253	131	327	33
S3_PG	7.5	75	64	321	210	524	52

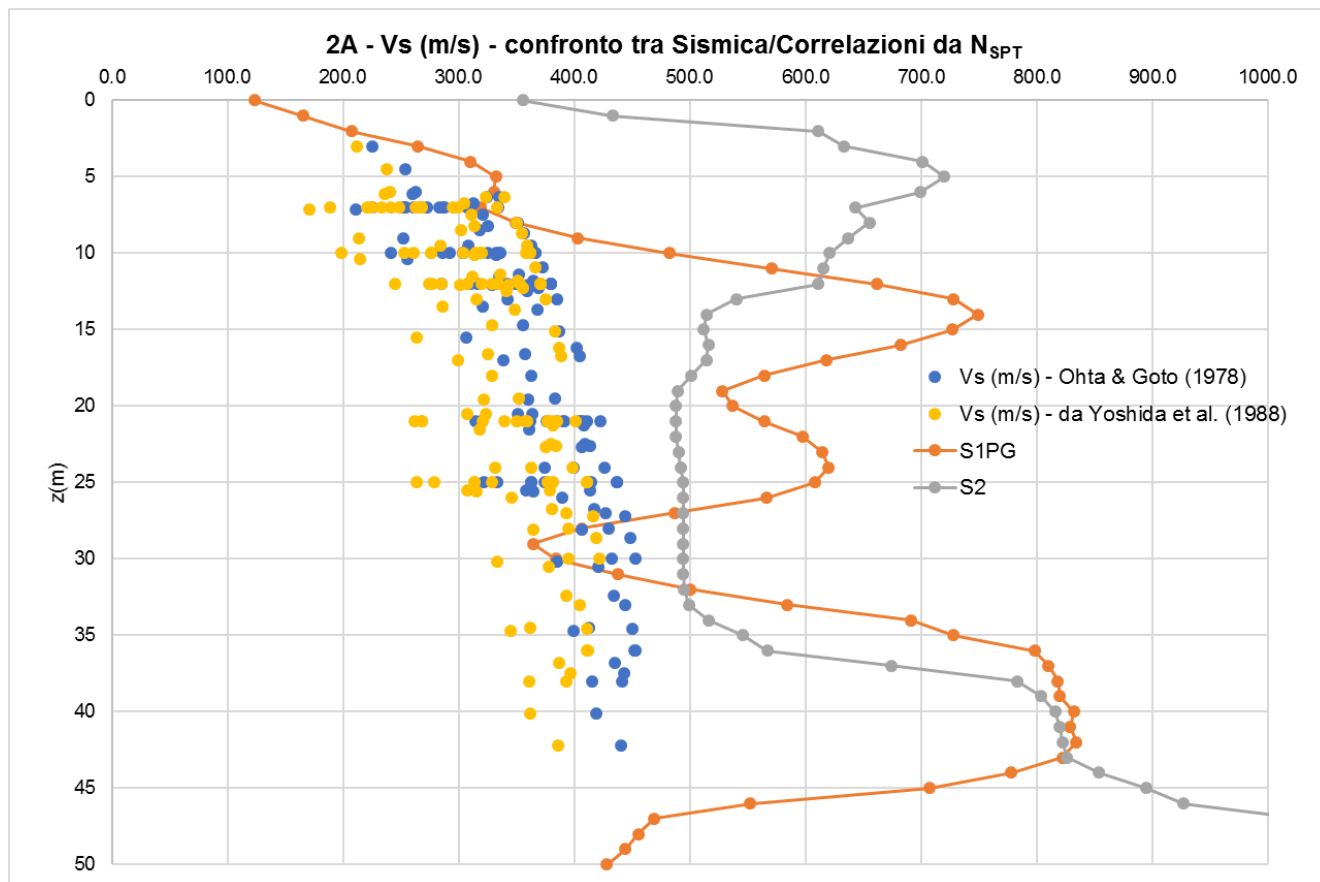


Figura 35 – Modulo di deformabilità (confronto tra sismiche DH e quanto ricavato dalle correlazioni di Ohta & Goto 1978 e Yoshida et al. 1988) U.G. 2A

Si riportano inoltre le elaborazioni in termini di deformabilità derivanti dalle **MASW (numerate da 1 a 27)**, da cui è possibile ricavare il valore di Vs e dunque di deformabilità dello strato superficiale U.G. 2A.

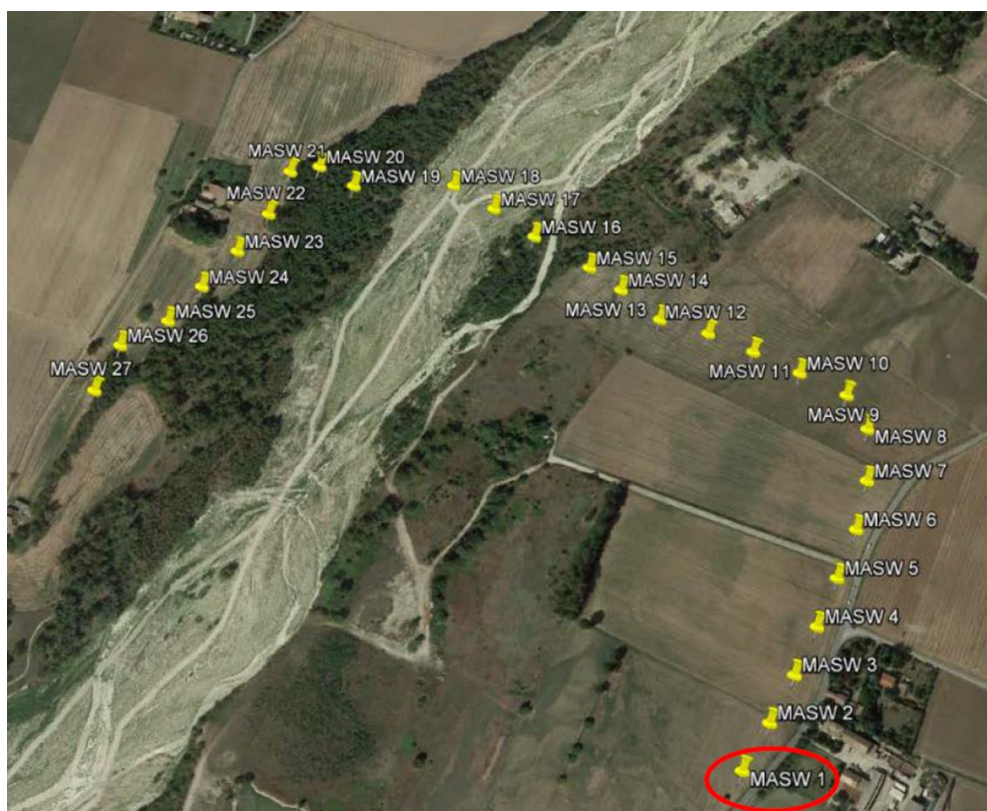


Figura 36 – Distribuzione planimetrica delle MASW (da 1 a 27) nell'area di Cassa Baganza

Al fine di ricavare il valore di modulo elastico operativo per l'unità geotecnica 2A, si è adottato un valore di peso specifico adottato è di 20 kN/mc, ed un valore di coefficiente di Poisson pari a 0.25.

Tabella 25 – Valori di Vs e di deformabilità derivanti dalle MASW inerenti alla U.G. 2A

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
1	1.5	0	3	350	245	61
MASW9	8.5	5	12	450	405	101
MASW9	24	12	36	500	500	125
MASW9	38	36	40	700	980	245
MASW10	6	5	8	500	500	125
MASW10	11	8	14	400	320	80
MASW10	16	14	18	500	500	125

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW10	22	18	26	650	845	211
MASW10	33	26	40	700	980	245
MASW11	10.5	0	21	400	320	80
MASW11	23.5	21	26	450	405	101
MASW11	31	26	36	500	500	125
MASW11	38	36	40	800	1280	320
MASW12	14	4	24	500	500	125
MASW12	30	24	36	600	720	180
MASW12	38	36	40	750	1125	281
MASW13	10	5	15	550	605	151
MASW13	25	15	34	450	405	101
MASW13	35	34	35	600	720	180
MASW13	38	35	40	750	1125	281
MASW14	12	5	19	500	500	125
MASW14	22	19	25	400	320	80
MASW14	27	25	28	450	405	101
MASW14	31	28	34	400	320	80
MASW14	35	34	36	550	605	151
MASW14	38	36	40	750	1125	281
MASW15	8	6	10	550	605	151
MASW15	11	10	12	400	320	80

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW15	19	12	25	500	500	125
MASW15	33	25	40	700	980	245
MASW16	17	4	29	500	500	125
MASW16	35	29	40	750	1125	281
MASW17	10	2	18	500	500	125
MASW17	22	18	26	550	605	151
MASW17	29	26	31	500	500	125
MASW17	36	31	40	700	980	245
MASW18	7	6	7	500	500	125
MASW18	9	7	11	350	245	61
MASW18	13	11	15	500	500	125
MASW18	20	15	25	600	720	180
MASW18	33	25	40	800	1280	320
MASW19	7	5	9	450	405	101
MASW19	20	9	30	500	500	125
MASW19	32	30	33	450	405	101
MASW19	35	33	36	500	500	125
MASW19	38	36	40	800	1280	320
MASW20	10	3	17	500	500	125
MASW20	20	17	23	400	320	80
MASW20	23	23	22	500	500	125

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW20	27	22	31	600	720	180
MASW20	36	31	40	750	1125	281
MASW21	15	4	26	500	500	125
MASW21	33	26	40	800	1280	320
MASW22	8	5	11	450	405	101
MASW22	11.5	11	12	400	320	80
MASW22	14	12	16	450	405	101
MASW22	18.5	16	21	500	500	125
MASW22	30.5	21	40	600	720	180
MASW23	6	1	11	400	320	80
MASW23	14.25	11	17.5	500	500	125
MASW23	19.25	17.5	21	400	320	80
MASW23	30.5	21	40	600	720	180
MASW24	13.5	5	22	500	500	125
MASW24	24	22	26	600	720	180
MASW24	33	26	40	800	1280	320
MASW25	10.5	6	15	550	605	151
MASW25	22.5	15	30	600	720	180
MASW25	35	30	40	800	1280	320
MASW26	9.5	4	15	400	320	80
MASW26	18	15	21	550	605	151

MASW	profondità media	Prof. indagata MASW		Vs	G ₀	E'
		prof. da:	prof. a:			
[]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
MASW26	23	21	25	600	720	180
MASW26	32.5	25	40	800	1280	320
MASW27	7.5	5	10	550	605	151
MASW27	11	10	12	400	320	80
MASW27	16	12	20	550	605	151
MASW27	22.5	20	25	600	720	180
MASW27	32.5	25	40	800	1280	320

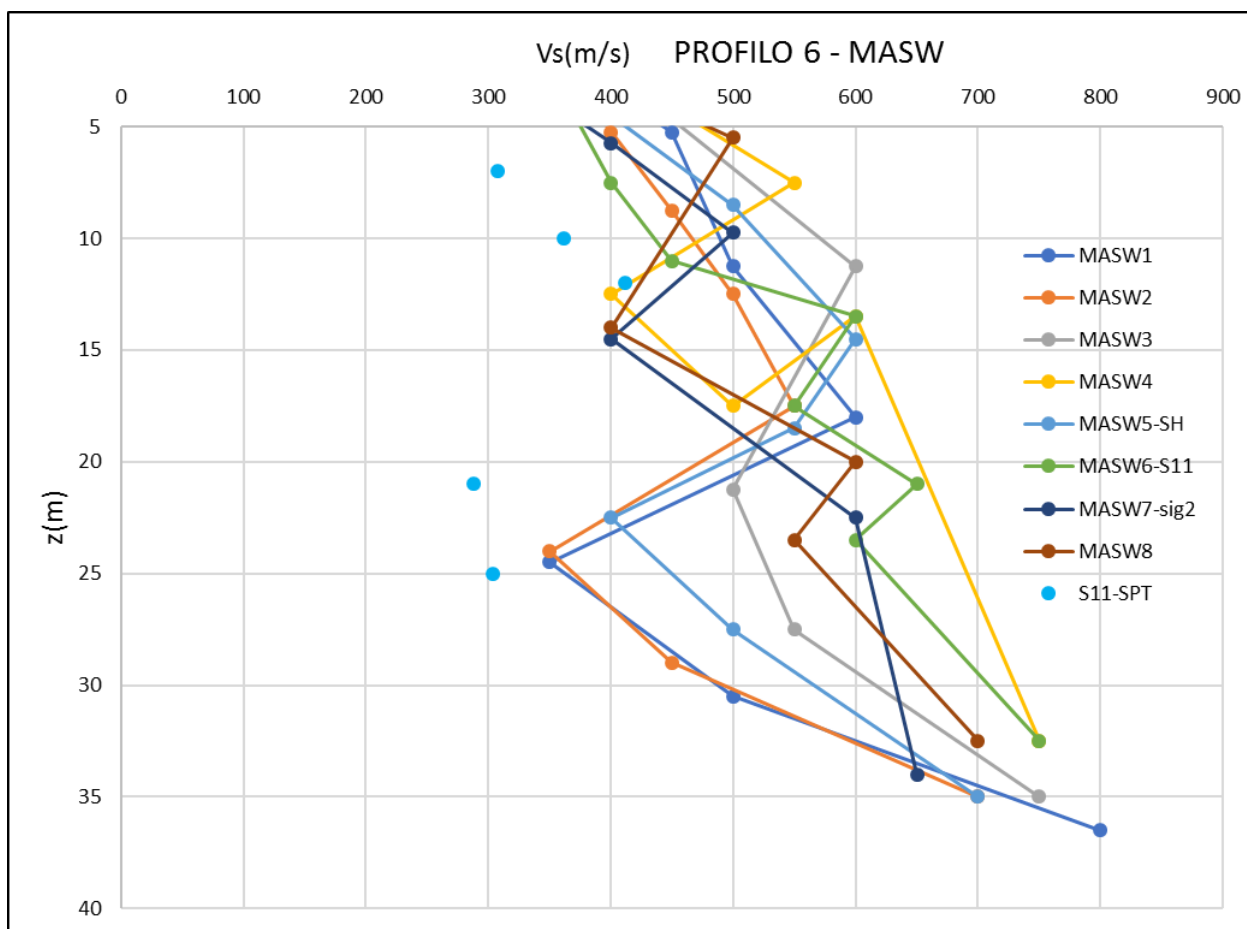


Figura 37 – Profilo 6 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 2A

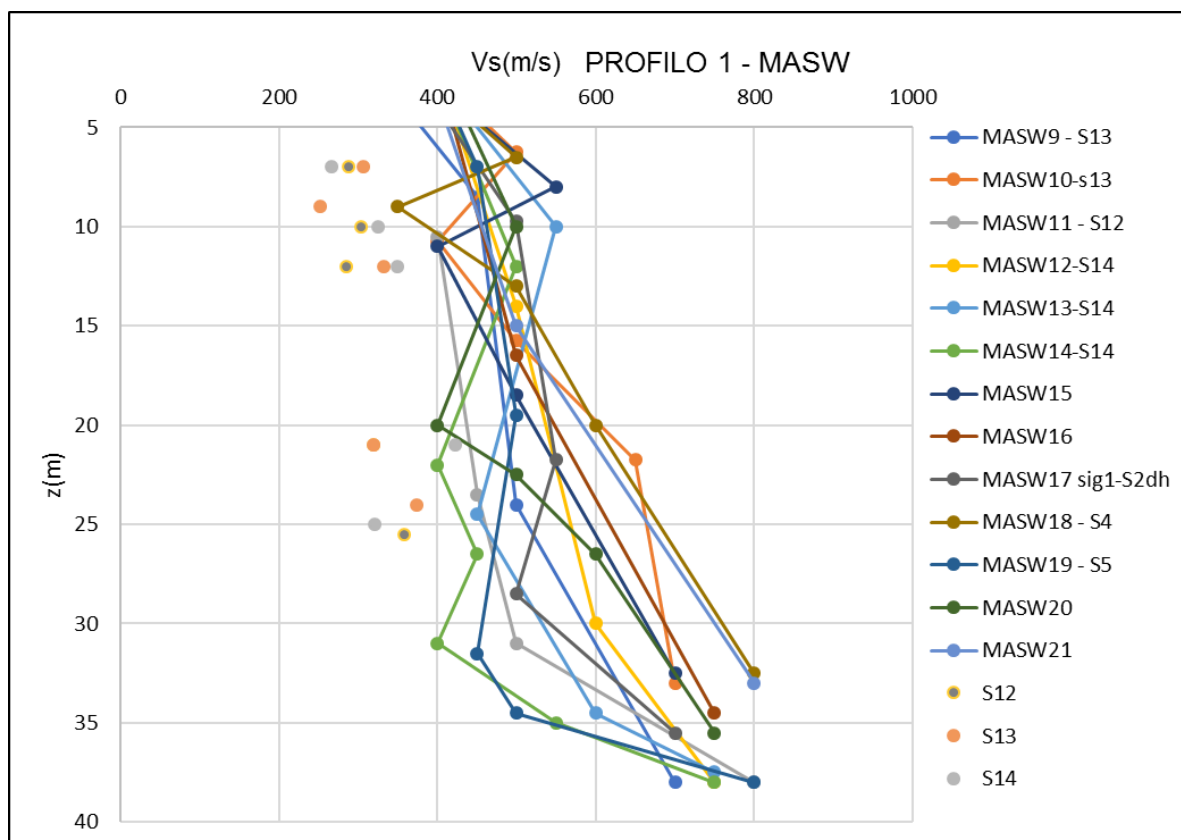


Figura 38 – Profilo 1 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 2A

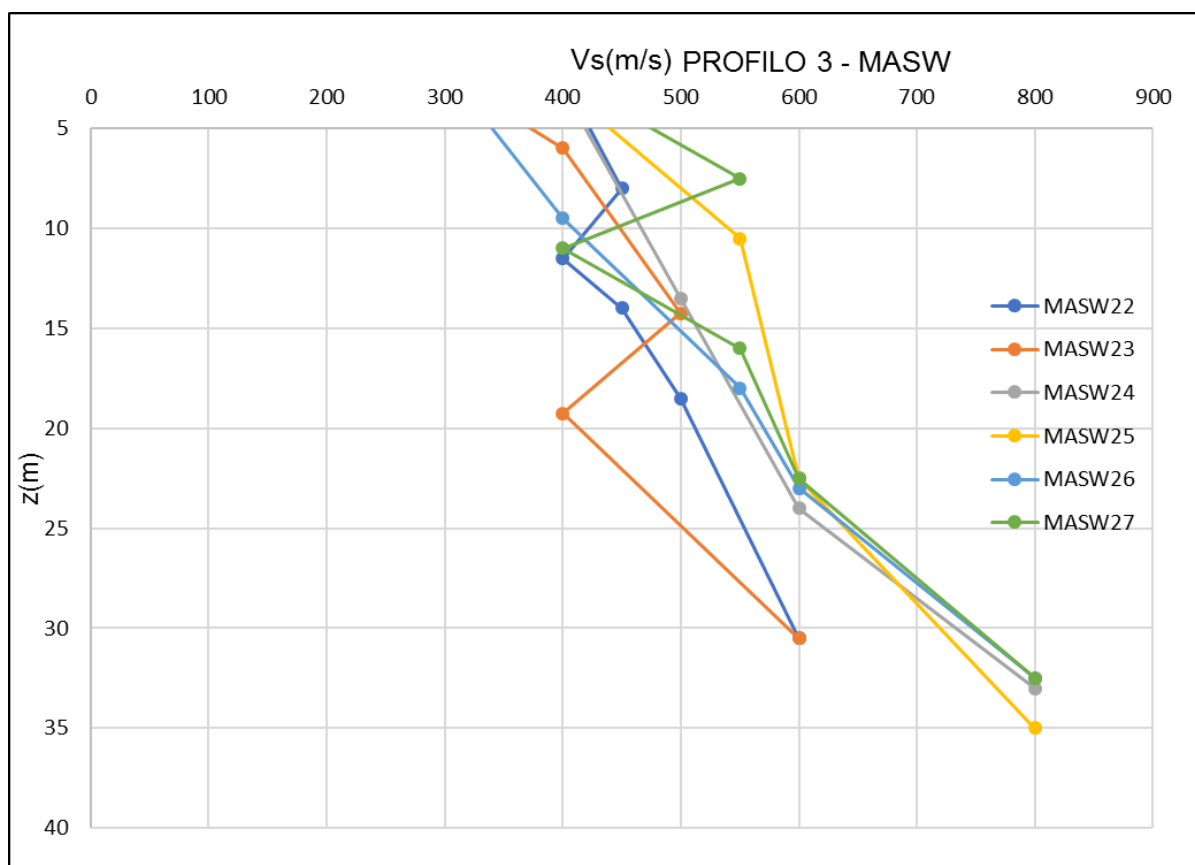


Figura 39 – Profilo 6 MASW – Distribuzione della Vs con la profondità U.G. 2°

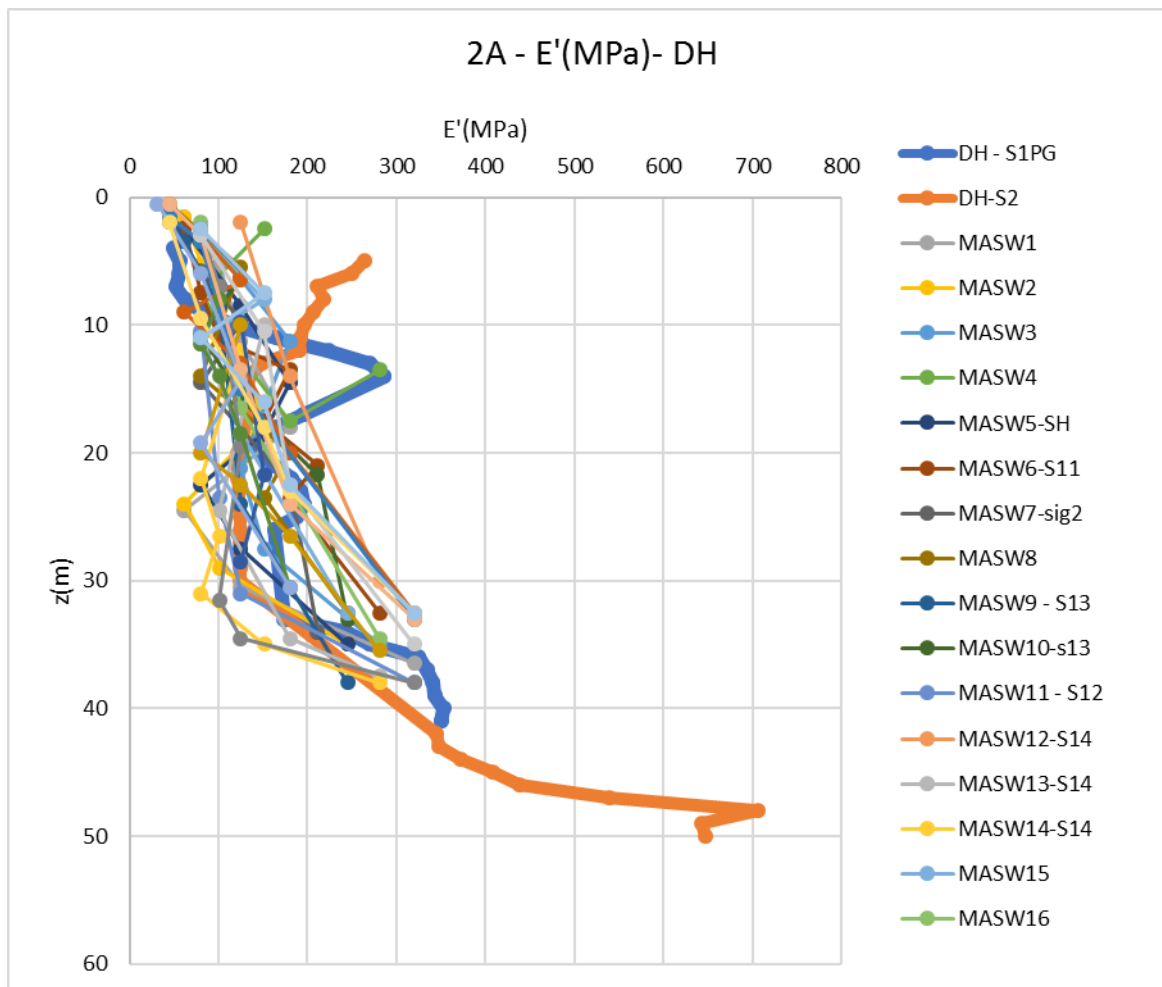


Figura 40 – Modulo elastico E' da prove sismiche in foro DH e da prove MASW U.G. 2A

Il valore del modulo di deformabilità si può anche ottenere estrapolando i valori di Vs dal profilo della sismica in foro DH-S1PG e S2.

Tabella 26 – Parametri di deformabilità dalla distribuzione delle Vs all'interno della DH-S1PG U.G. 2A

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
6	330	222.018	555.046	55.5046	ghiaie / sabbie-argille
7	319	207.464	518.66	51.866	ghiaie / sabbie-argille
8	349	248.32	620.8	62.08	ghiaie / sabbie-argille
9	403	331.109	827.773	82.7773	ghiaie / sabbie-argille
10	482	473.647	1184.12	118.412	ghiaie / sabbie-argille
11	571	664.712	1661.78	166.178	ghiaie / sabbie-argille
12	662	893.4638	2233.66	223.366	ghiaie / sabbie-argille
13	728	1080.497	2701.24	270.124	ghiaie / sabbie-argille

14	749	1143.733	2859.33	285.933	ghiaie / sabbie-argille
17	618	778.6422	1946.61	194.661	ghiaie con sabbie
18	564	648.5138	1621.28	162.128	ghiaie con sabbie
19	528	568.367	1420.92	142.092	ghiaie con sabbie
20	537	587.9083	1469.77	146.977	ghiaie con sabbie
21	564	648.5138	1621.28	162.128	ghiaie con sabbie
22	597	726.6239	1816.56	181.656	ghiaie con sabbie
23	614	768.5953	1921.49	192.149	ghiaie con sabbie
24	620	783.6901	1959.23	195.923	ghiaie con sabbie
25	608	753.6473	1884.12	188.412	ghiaie con sabbie
26	566	653.1213	1632.8	163.28	ghiaie con sabbie
33	584	695.3231	1738.31	173.831	ghiaie con argille
34	691	973.4577	2433.64	243.364	ghiaie con argille
35	728	1080.497	2701.24	270.124	ghiaie con argille
36	798	1298.275	3245.69	324.569	ghiaie con argille
37	810	1337.615	3344.04	334.404	ghiaie con argille
38	818	1364.167	3410.42	341.042	ghiaie con argille
39	820	1370.846	3427.12	342.712	ghiaie con argille
40	832	1411.262	3528.15	352.815	ghiaie con argille
41	829	1401.103	3502.76	350.276	ghiaie con argille



Figura 41 – Distribuzione delle onde di compressione e di taglio all'interno della DH-S1PG

Tabella 27 – Parametri di deformabilità dalla distribuzione delle Vs all'interno della DH-S2 U.G. 2A

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
6	699	996.12844	2490.3211	249.0321	ghiaia
7	643	842.91335	2107.2834	210.7283	ghiaia
8	655	874.66871	2186.6718	218.6672	ghiaia
9	637	827.25586	2068.1397	206.814	ghiaia
10	621	786.22018	1965.5505	196.555	ghiaia
11	615	771.10092	1927.7523	192.7752	ghiaia e sabbia
12	611	761.10296	1902.7574	190.2757	ghiaia e sabbia
13	540	594.49541	1486.2385	148.6239	ghiaia e sabbia
14	514	538.62589	1346.5647	134.6565	ghiaia e sabbia
15	512	534.44241	1336.106	133.6106	ghiaia e sabbia
16	516	542.82569	1357.0642	135.7064	ghiaia e sabbia
17	514	538.62589	1346.5647	134.6565	ghiaia e sabbia
20	488	485.51274	1213.7819	121.3782	sabbia e ghiaia limosa
21	488	485.51274	1213.7819	121.3782	sabbia e ghiaia limosa
22	488	485.51274	1213.7819	121.3782	sabbia e ghiaia limosa
23	490	489.50051	1223.7513	122.3751	sabbia e ghiaia limosa
24	492	493.50459	1233.7615	123.3761	sabbia e ghiaia limosa
25	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
26	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
27	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
28	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
29	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
30	494	497.52497	1243.8124	124.3812	sabbia e ghiaia limosa
42	822	1377.5413	3443.8532	344.3853	ghiaia e sabbia
43	826	1390.9806	3477.4516	347.7452	ghiaia e sabbia
44	854	1486.8828	3717.2069	371.7207	ghiaia e sabbia
45	895	1633.0785	4082.6962	408.2696	ghiaia e sabbia
46	927	1751.945	4379.8624	437.9862	ghiaia e sabbia
47	1029	2158.6972	5396.7431	539.6743	ghiaia e sabbia
48	1177	2824.3201	7060.8002	706.08	ghiaia e sabbia
49	1123	2571.1091	6427.7727	642.7773	ghiaia e sabbia
50	1127	2589.4577	6473.6442	647.3644	ghiaia e sabbia

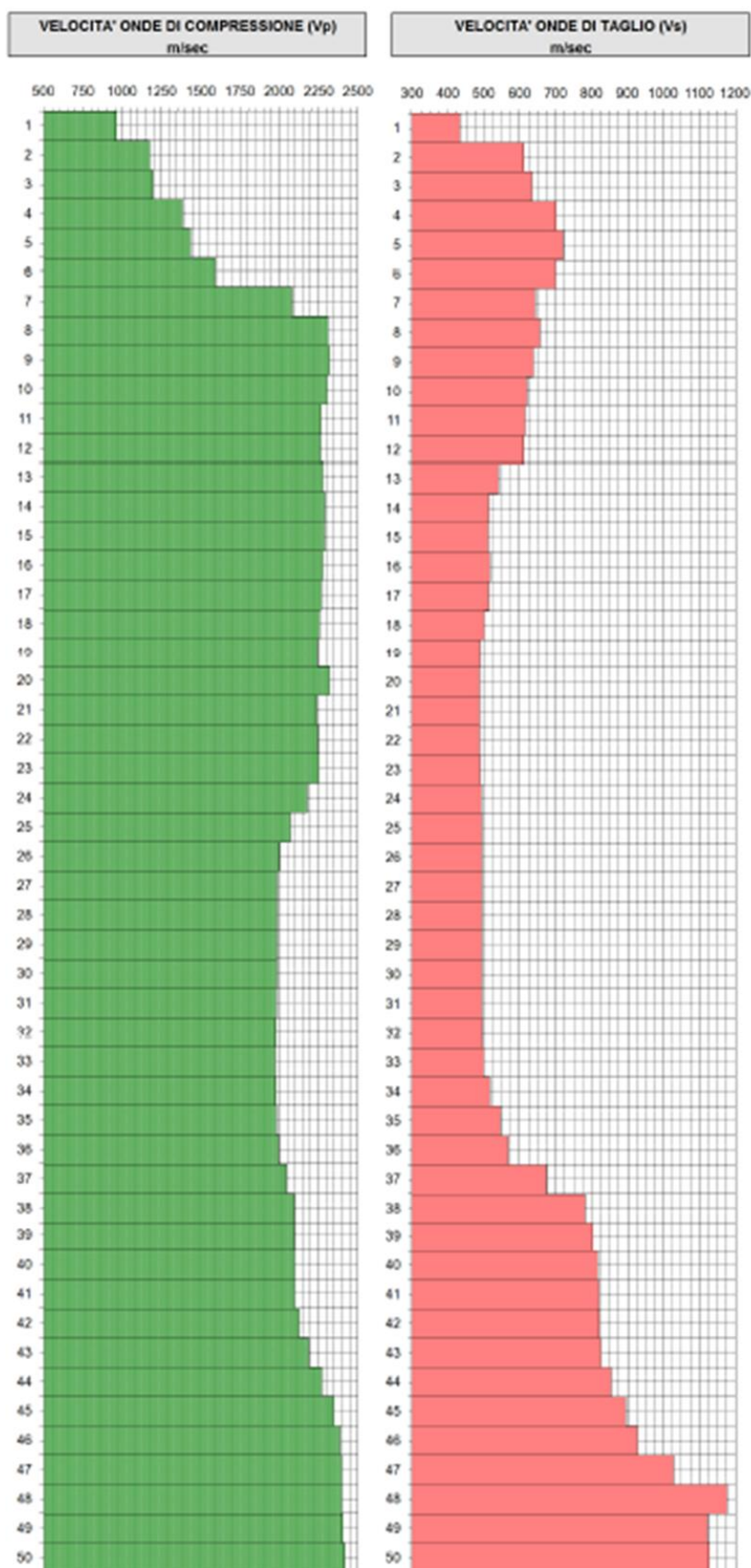


Figura 42 – Distribuzione delle onde di compressione e di taglio all'interno della DH-S2

Il valore di modulo elastico per la U.G. 2A è stato valutato tenendo in considerazione tutte le prove e le elaborazioni riportate in precedenza. In particolare si ha che un limite inferiore lo si ottiene considerando le formulazioni di letteratura che considerano il valore di N_{SPT} , infatti il modulo così calcolato varia da 20 a 90 MPa. Mentre se si vanno a considerare i valori ricavati dalle DH e dalle MASW si ottengono valori superiori e variabili con la profondità, da 40 a 360 MPa.

2.3.4.6. Permeabilità UG2A

Per quanto riguarda i valori di permeabilità dell'unità geotecnica 2A, si rimanda alla relazione geologica.

2.3.4.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG2A

Dai risultati delle prove riportate nei paragrafi precedenti, per quanto riguarda la formazione UG2A, si può concludere che si ha un valor medio del peso specifico pari a circa 20 kN/m³. Dalle prove di laboratorio eseguite sui provini estratti appartenenti a tale formazione risulta che il materiale è identificabile come ghiaia e sabbia con presenza di limo e argilla. Tramite quindi le correlazioni di Jamiolkowski (2003) ed i valori di NSPT si sono potuti estrarre i parametri di densità relativa del materiale, da cui risulta quindi un materiale il cui grado di addensamento varia da medio-sciolto ad addensato, poiché si ha un range di parametri di D_r che varia tra 0.75 e 0.50 (valori che diminuiscono con l'aumento della profondità) per i sondaggi da SIG 1 a SIG4, mentre se si considerano i sondaggi da S1 a S14 ed S2_PG e S3_PG si valuta una densità media di circa 0.55. Tali valori di densità relativa sono usati quindi, attraverso le formulazioni di Bolton (1986) e Schmertmann (1977), per determinare il valore dell'angolo di attrito caratteristico del materiale UG2A, in particolare si ha che la prima formulazione fornisce il limite inferiore del range, mentre la seconda formulazione fornisce il limite superiore, conservativamente si adotta un parametro di angolo di attrito pari a 36°, che si mantiene dunque conservativamente in linea con i parametri prossimi ai minimi del range. Il materiale è prettamente granulare, quindi ha un valore di coesione drenata (e non drenata) nullo. La caratterizzazione in termini di deformabilità del materiale è stata derivata sia tramite l'uso della correlazione di Yoshida et al. (1988) e Ohta & Goto (1978), che vedono la derivazione di V_s dai valori di NSPT, sia tramite l'interpretazione delle prove sismiche MASW e DH che ricadono nelle porzioni di verticale appartenenti al materiale UG2A. Sulla base di quanto ottenuto con la seconda metodologia (le prime due formulazioni analitiche forniscono un limite inferiore ai valori ricavati dalle prove sismiche) è stato possibile stabilire un andamento generale variabile con la profondità, valutato in un range tra 40 e 100 MPa (osservando la globalità delle prove a disposizione).

Alla luce di quanto riportato precedentemente, per quanto riguarda la parametrizzazione dell'unità geotecnica 2A, si riportano i seguenti valori:

Tabella 28 – Parametri caratteristici di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]

Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	40-100*	-	-	-	-
-----------------------	--	----	-------	----	---	---	---------	---	---	---	---

**valori crescenti con la profondità (fino a 35 m da p.c.)*

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- ϕ_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;
- M = modulo edometrico dei terreni argillosi
- C_c = indice di compressibilità dei terreni coesivi

2.3.5. Caratterizzazione geotecnica generale dell'unità geotecnica 2B

2.3.5.1. Caratteristiche fisiche UG2B

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche della U.G. 2B si utilizzeranno i dati ottenuti dalle prove di laboratorio afferenti a provini in cui si è rilevata la presenza di limi e argille. Si riportano le tabelle riassuntive per massa volumica, diametro massimo dei grani, Indice di plasticità, Limiti liquido e plastico, indice dei vuoti e contenuto d'acqua.

Tabella 29 – Caratteristiche fisiche UG2B – Progetto Preliminare

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D _{max} (mm)	I _p (%)	W _p (%)	W _L (%)	e ₀ (-)	W ₀ (%)
S1_bis_C1	5.7	2B	17.7	25	45.6	23.4	69	1.04	33.9
S2_C1	30.6	2B	20.3	4.75	38.6	24.4	63	0.7	24.7
S2_C4	13.9	2B		2	20.6	18.4	39		
S3_C1	18	2B	19.4	4.75	39.2	23.5	62.7	0.82	28
S3_C2	32.9	2B		4.75	19.8	20.4	40.2		
S4_C1	32.7	2B	19.5	4.75	21.9	22.2	44.1	0.72	23.5
S4_C3	17.5	2B		2	26.2	21.8	48		
S4_C4	21.55	2B		4.75	32.9	23.1	56		
S4_C5	29.75	2B		4.75	28.1	20.9	49		
S7_C1	6.3	2B	19.2	0.85	19.6	20.9	40.5	0.84	28
S7_C2	15.3	2B	19.9	2	36.1	20.9	57	0.73	24.5
S7_C3	20.6	2B	19.7	2	30.9	23.1	54	0.8	29
S8_C1	17	2B	19.5	9.5	22.3	21.1	43.4	0.72	25.3
S13_C1	8.6	2B	19.7	4.75	29.5	18.5	48	0.78	26.9
S13_C2	23.25	2B	19.6	37.5	17.7	19.8	37.5	0.76	25.2
S14_C2	23.6	2B	20.1	0.89	38	18	56	0.72	24.9
S16_C1	13.25	2B	20	2	24.7	18.3	43	0.65	20.6
S16_C2	23.25	2B	19.8	4.75	15.7	19.3	35	0.73	25.4
S17_C1	5.3	2B	18.5	25	36.9	25.1	62	0.93	30.8

Tabella 30 – Caratteristiche fisiche UG2B – Progetto Definitivo

Sondaggio	Profondità (m)	U.G.	Massa volumica (kN/m ³)	D _{max} (mm)	I _p (%)	W _p (%)	W _L (%)	e ₀ (-)	W ₀ (%)
SIG 1_A	18.5	2B	19.1	12.5	27.9	21	48.9	0.64	23.5
SIG 1_B	30.25	2B	19.9	9.5	39	23.9	62.9		18.8
SIG1_C	32.8	2B	19.8	4.75	25.3	18.6	43.9	0.54	18.5
SIG1_D	35.2	2B	19.8	12.5	32.4	20.6	53		18.5
SIG1_E	42.5	2B	20	12.5	24.9	20.4	45.3		21.1
SIG2_A	24.7	2B	19.9	9.5	32.3	23.6	55.9	0.63	26.9
SIG3_A	14.6	2B	19.9	12.5	34.8	23.2	58		25.5
SIG3_B	18.7	2B	18.5	19	57.1	31.8	88.9	0.95	32.5
SIG3_C	20.4	2B	20.1	9.5	34.8	17.1	51.9		22
SIG3_D	24.4	2B	19	2	17.1	17.1	34.2		24.3
SIG3_F	40.25	2B	20.6	4.75	18.3	19.1	37.4	0.6	23.8
SIG4_A	14.5	2B	19.6	9.5	42.1	22.1	64.2	0.75	26.3
SMC_3	11.1	2B	19.1	12.5	32.1	22.5	54.6		30.5

Per la unità geotecnica 2B è necessario riportare la classificazione del materiale secondo la Carta di Plasticità di Casagrande. La Carta (riportata nel seguito) è funzione del limite liquido e dell'indice di plasticità. Dallo studio risulta dunque evidente l'appartenenza alla categoria dei limi argillosi di media-elevata plasticità.

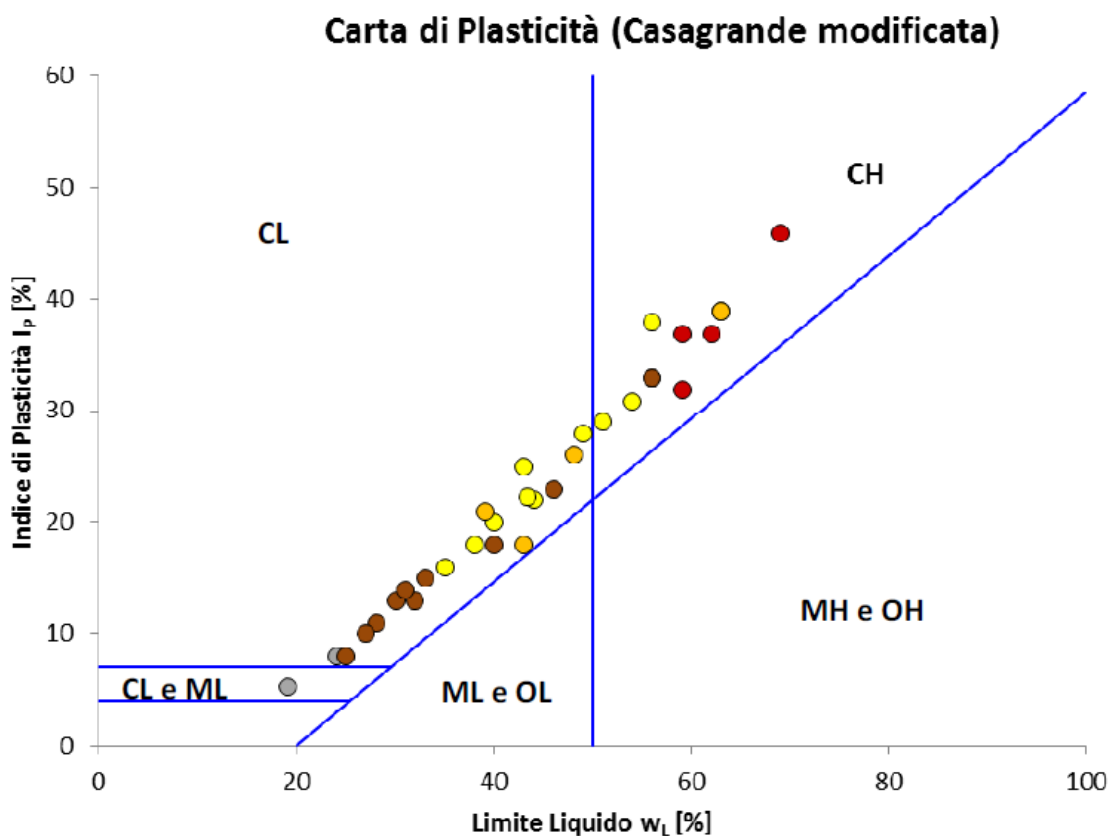
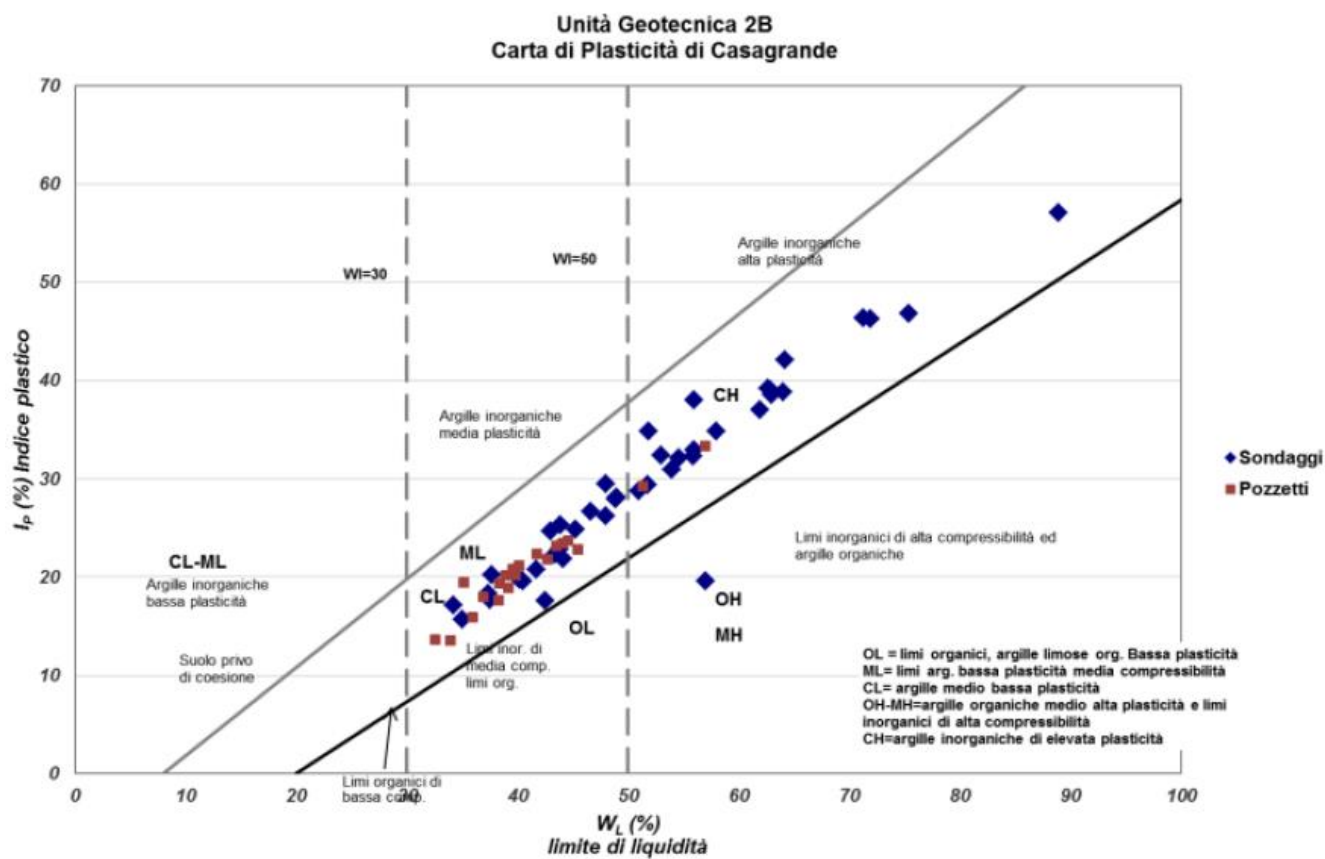


Figura 43 – Carta di plasticità di Casagrande U.G. 2B

2.3.5.2. Stato iniziale UG2B

Si riportano di seguito le valutazioni per il calcolo dell'OCR tramite l'uso dei dati estrapolati dal pocket penetrometer. Si nota come il valore di OCR vada diminuendo con la profondità, in particolare tra p.c. e 15-20 m si hanno valori dispersi grandemente superiori a 2; tra 20 e 35 m si osservano valori di OCR da 1 a 4; oltre i 35 m si hanno valori tra 1 e 2.

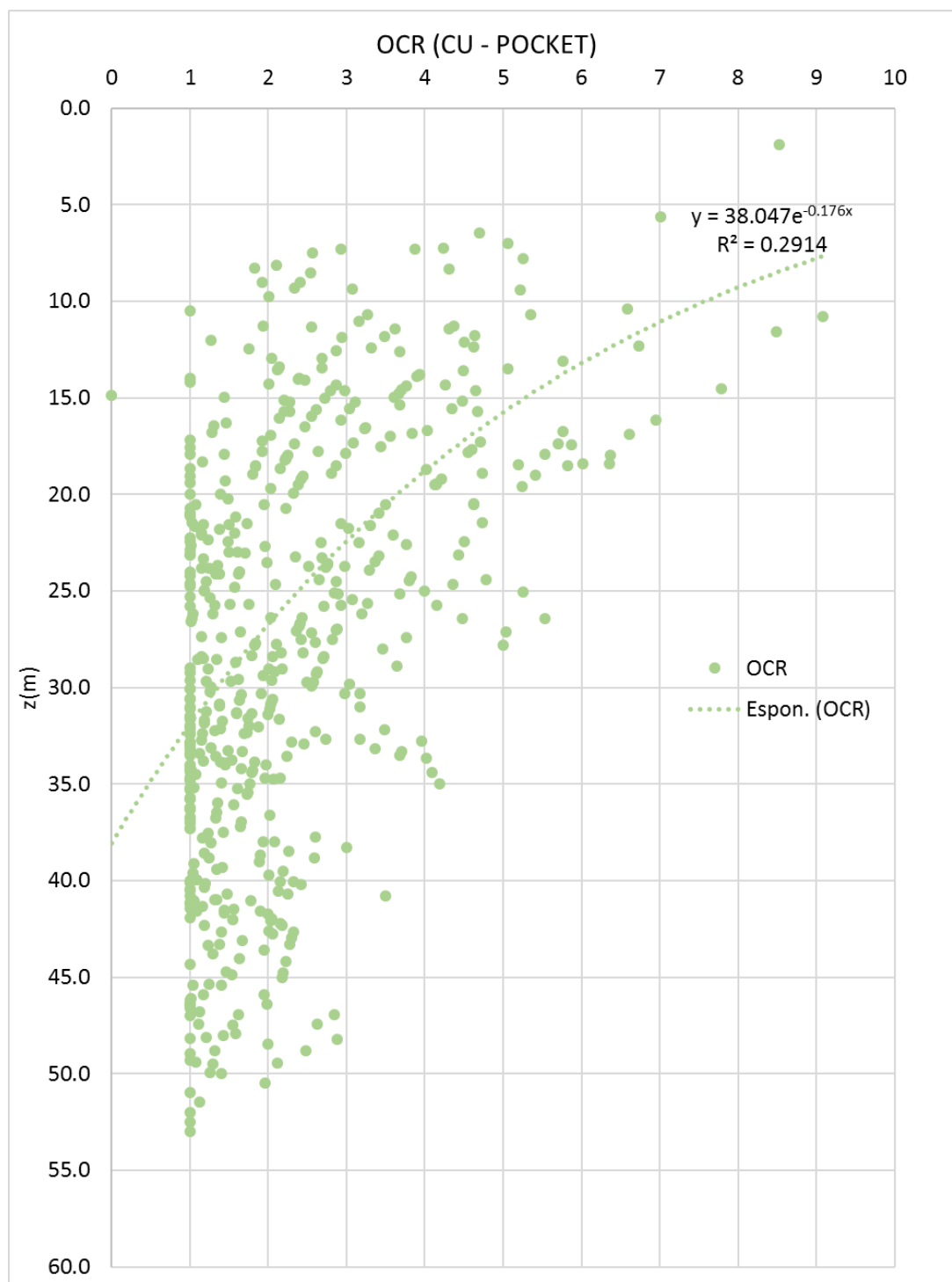


Figura 44 – Distribuzione dei valori di OCR con la profondità U.G. 2B

In particolare si possono riportare in un grafico simile al precedente, i valori di OCR per valori di rapporto tra C_u e σ'_v inferiori a 0.25. Si vede in tal caso come per profondità superiori ai 20 m si siano valutati OCR prevalentemente pari a 1. Mentre si osservano OCR superiori a 2 per profondità da p.c. a circa 15 m. Questo mette in evidenza zona meno consistenti rispetto ad altre, che dovranno essere prese in considerazione per la valutazione dei parametri minimi di resistenza a deformabilità, in particolare per la zonizzazione della caratterizzazione geotecnica.

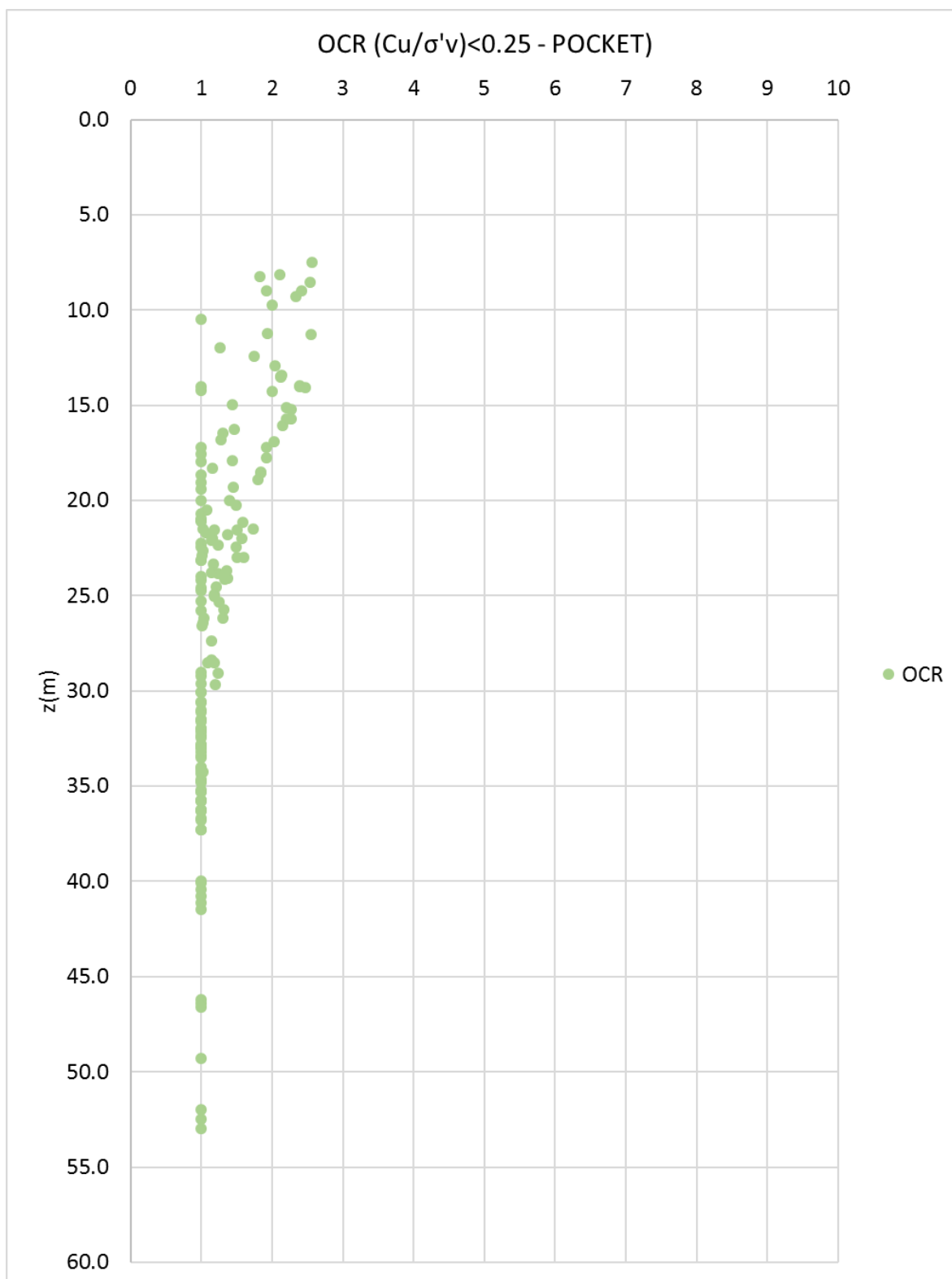


Figura 45 – Distribuzione dei valori di OCR con la profondità per un rapporto tra C_u e σ'_v inferiori a 0.25 U.G. 2B

Si riportano inoltre i valori di OCR ricavati dalle prove edometriche tramite il metodo di Casagrande (che permette infatti di determinare la tensione di sovraconsolidazione apparente).

Anche in questo caso si evidenzia il fatto che gli OCR minori si hanno per profondità superiori ai 20 m.

Tabella 31 – Valori di OCR dedotti dalle prove edometriche

sondaggio	z (m)	OCR
S1BIS	5.4	9
S2	30.4	2
S3	17.8	2
S4	32.5	1
S7	6	4
S7	15	2
S7	20.7	2
S8	17	2
S13	8.7	5
S13	23.25	2
S14	23.4	3
S16	13.25	3
S16	23.2	1
s17	5.4	12
SIG1	18.2	2
SIG1	32.6	1
SIG2	24.55	3
SIG3	18.5	3
SIG3	40	1
SIG4	14.2	2

2.3.5.3. Resistenza al taglio non drenata UG2B

Si usano per prima cosa le correlazioni da SPT al fine di determinare il valore caratteristico di c_u , si richiama dunque la formulazione di Stroud (1974), con coefficiente moltiplicativo pari a 5.5.

 Tabella 32 – Valori ricavati di C_u dalla correlazione di Stroud (1974) per i sondaggi SA*

sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	C_u (kPa) da Stroud (1974)
SA_1	5.6	56	14	77
SA_1	8	80	20	110
SA_2	6	60	40	220
SA_2	8	80	45	247.5
SA_2	11.4	114	44	242
SA_4	5	50	7	38.5

sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	Cu (kPa) da Stroud (1974)
SA_4	8.8	88	14	77
SA_4	11.5	115	19	104.5
SA_4	14	140	32	176
SA_5	6	60	12	66
SA_5	7	70	11	60.5
SA_5	11	110	19	104.5
SA_5	13	130	35	192.5
SA_6	3	30	16	88
SA_6	6	60	22	121
SA_6	9	90	7	38.5
SA_6	12	120	36	198
SA_6	15	150	52	286
SA_7	6	60	21	115.5
SA_7	8	80	7	38.5
SA_7	11	110	9	49.5
SA_7	13.65	136.5	7	38.5
SA_8	6	60	23	126.5
SA_8	14	140	12	66
SA_9	6	60	100	550
SA_9	11	110	11	60.5
SA_9	13.65	136.5	13	71.5
SA_10	6	60	33	181.5
SA_10	9	90	7	38.5
SA_10	11	110	24	132
SA_10	14	140	34	187

**siccome tali sondaggi si trovano lontano dal sito di nostro interesse, si riportano esclusivamente in via comparativa e per completezza*

Inoltre si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 33 - Valori ricavati di Cu da prova di espansione laterale

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG1	18.5	175	350.0
SIG1	32.8	248	496.0
SIG2	24.5	298.8	597.6

SIG3	14.75	295.8	591.6
SIG3	32.4	262.2	524.4
SIG4	14.5	80.7	161.4

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 34 – Valori ricavati di Cu da pocket penetrometer

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
S1PG	14-15,7	0.5	25	S12	20,5-25,8	2	100
		2.25	112.5			1	50
		1.75	87.5			1.4	70
	25,7-32	2	100			1.4	70
		3	150			1.3	65
		2.25	112.5			0.9	45
		2.5	125			1.7	85
		3.5	175			1	50
		3.5	175			0.9	45
		3.5	175			1	50
		3	150			1.1	55
		2.5	125		32,4-36,3	2.7	135
		2.75	137.5			1.3	65
	42-49,5	3.2	160			1.2	60
		3	150			0.9	45
		2.75	137.5			1.1	55
		3.5	175			0.7	35
		3.25	162.5			1.7	85
		2.5	125			1.1	55
		2.5	125	S13	7,5-12	1.1	55
		2.75	137.5			0.9	45
		2.75	137.5			1	50
		3	150			1.1	55
		3.25	162.5			0.5	25
		3.25	162.5			1.2	60
S2PG	20,5-29	1.25	62.5		20,5-24	0.9	45
		1.75	87.5			3.2	160
		1.6	80			1.2	60

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		1.75	87.5			1.9	95
		1.25	62.5			1.8	90
		3	150			3.2	160
		3	150			1.9	95
		3.25	162.5			2.3	115
		4.5	225			2	100
		2.6	130		31,5-34	0.9	45
		3.5	175			1	50
		2.5	125			0.4	20
		2.5	125	S14	21,6-37,3	3.2	160
		1.25	62.5			3.5	175
		4	200			3.7	185
S3PG	10,8-23	4	200			4.3	215
		4	200			3	150
		3.5	175			2	100
		3.25	162.5			2.5	125
		2.5	125			3.3	165
		3	150			3.7	185
		2.6	130			3.7	185
		4.5	225			3	150
		4.5	225			3.2	160
		3.5	175			3.3	165
		4.5	225			2.9	145
		3.5	175			2.3	115
		2.25	112.5			2.9	145
		2.25	112.5			3.4	170
	34	1.25	62.5			2	100
		1.25	62.5			3	150
		1.8	90			2	100
		2.5	125			2.3	115
		3.25	162.5			2.2	110
						2	100
S1	7-9,4	1.8	90			2.5	125
		2	100			2.6	130
		1.2	60			1.9	95
		1.2	60				

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
	20	2.3	115			1.2	60
		0.8	40			1.2	60
		0.8	40			1.6	80
	32-33,5	1.2	60			1.5	75
		1	50			1.6	80
		5.2	260			1.2	60
	34-38,8	3.2	160		17,4-20,5	4.2	210
		3.4	170			4.1	205
		4.5	225			4.7	235
	40,2-41,9	4.4	220			3.8	190
		6	300			3.5	175
		3	150			4	200
		2.6	130		23,3-27,8	2.9	145
		2.1	105			2.8	140
	45,4-53	3.2	160			1.7	85
		4.2	210			1.6	80
		4.3	215			1.6	80
		5.8	290			1.7	85
		5.5	275			1.8	90
		3.7	185			1.8	90
		4.5	225			1.5	75
		2.1	105			3.5	175
		4.8	240			4.4	220
		3.2	160			5.6	280
		4.6	230		10,7-18,5	2.6	130
		2.6	130			2.3	115
		3	150			2	100
		1.2	60			2.6	130
		1.4	70			1.4	70
		1.4	70			1.5	75
	S2	1	50			1.7	85
		1	50			2.1	105
		1	50			3	150
		1.2	60			1.8	90
		1	50			1.3	65

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		1	50			2.9	145
		0.96	48			4.1	205
	29,6-36,7	1.21	60.5			4.6	230
		1.42	71			4.4	220
		1.56	78		21,1-23,8	1	50
		1.2	60			1.7	85
		1.04	52			1.4	70
		0.7	35			1.2	60
		0.8	40			1.3	65
		1.58	79			1.5	75
		1.6	80			1.5	75
		2.4	120		7,3-14,5	1.5	75
		1.8	90			1.8	90
		1.72	86			1.5	75
		1.88	94			3	150
		1.64	82			2.3	115
		1.56	78			1.2	60
		1.22	61			3	150
	40,1-41,45	0.96	48			4.5	225
		1.3	65	SI7	11,3-15,2	1.5	75
		1.4	70			1.75	87.5
		1.6	80			2	100
		0.88	44			1.75	87.5
S3	16,75-20	4	200			1.5	75
		3.5	175			1.75	87.5
		2.5	125			2	100
		1.5	75			1.75	87.5
				SIG1	18,1-19,2	2	100
	28,5-35	1.8	90			1.75	87.5
		1.5	75			2.25	112.5
		2	100		29,3-43,1	3.5	175
		2.5	125			4	200
		3	150			4	200
		2.3	115			3	150
		3.5	175			2.5	125
		3.5	175				

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		3	150			2	100
		3	150			1.75	87.5
	47-49,3	2.5	125			1.7	85
		2	100			2	100
		1.8	90			2.5	125
S4	1,9-17,9	1.3	65			3	150
		1.6	80			2.5	125
		1.8	90			3	150
		1.4	70			2.5	125
	24	0.8	40			2.5	125
		1	50			3	150
	27,5-37,8	3.5	175			2.7	135
		4.2	210			3.5	175
		1.7	85			4	200
		1.9	95			3.5	175
		2.4	120			4	200
		0.7	35			4	200
		1.5	75			4	200
		1.1	55			3.5	175
		1.7	85			3.75	187.5
		1.5	75			4	200
		4.5	225			4	200
		4.8	240			3.5	175
		5.6	280			1.75	87.5
		2.8	140			2	100
		3.5	175			2.25	112.5
		2.8	140			2.75	137.5
		1.8	90			2.5	125
		1.5	75			3	150
		2.5	125			2.5	125
		1.3	65			2.75	137.5
		2.3	115			2.5	125
	41	2.8	140			3.5	175
		3.2	160			4	200
	46.5	1.9	95			4.25	212.5

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		2	100			4.25	212.5
		1.7	85			3.5	175
	48,2-50	6	300			4	200
		5.4	270			3.5	175
		2.8	140			1.5	75
		3.5	175			2	100
						1.75	87.5
S5	31,1-41,6	3	150			2.75	137.5
		3.2	160			2.5	125
		4.8	240			2.75	137.5
		5.4	270			2.75	137.5
		5.2	260			2.75	137.5
		3	150			2.75	137.5
		5.8	290		39,7-43,3	3.75	187.5
		6	300			4.25	212.5
		3	150			2.5	125
		2.8	140			3	150
		3.5	175			2.75	137.5
		3	150			2.5	125
		4.4	220			3	150
		5	250			4	200
		2.5	125			4.25	212.5
		2.7	135			4.5	225
		2.3	115			4.5	225
		2.2	110			4.5	225
		2.3	115		13,8-19,6	2.5	125
		2.4	120			2.5	125
S6	26,8-35,2	3	150			2.5	125
		3.1	155			2.25	112.5
		3.2	160			2.25	112.5
		4.5	225			3	150
		2.9	145			3.5	175
		4.2	210			2.5	125
		4.3	215			4	200
		2	100			4.25	212.5
		2	100			4.25	212.5
				SIG4			

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		2.2	110		28,4-29,7	3.5	175
		2.1	105			3	150
		2	100			3.5	175
		2	100			4	200
S7	5,6-9	2	100		43,6-45	4.5	225
		1.6	80			4.5	225
		1.2	60			4.5	225
		1	50				
		1.2	60				
		15	2				
	21-27,1	1.2	60	SMC1	13,4-14,3	1.5	75
		1.3	65			1.7	85
		1.5	75			2	100
		2	100				
		3.2	160				
		4.8	240				
		5.3	265	SMC2	10,7-12,1	1.75	87.5
		3.4	170			1.75	87.5
		5.8	290			2	100
		5.5	275			2.5	125
						2.5	125
				SMC3	23,2-25	3.5	175
						3	150
						3.5	175
						4	200
						4.5	225
						4.25	212.5
S8	14,2-24	0.8	40		13,9-19,5	2.5	125
		1.2	60			2.75	137.5
		3.2	160			2.5	125
		1.2	60			2.25	112.5
		1.7	85			2	100
		2	100			1.75	87.5
		3.3	165			2	100
		3.5	175			1.75	87.5
		1.6	80			2.5	125
		3.2	160			1.75	87.5
		3	150			2	100
		2.8	140			2	100
		2.6	130			2.25	112.5
		2	100			2.25	112.5
S9	12,6-16,8	2.2	110			2.25	112.5

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
		1.8	90	SMC6	16,6-19,7	2.5	125
		1.5	75			2.75	137.5
		1.7	85			2	100
		2	100			2.25	112.5
		1.2	60			2	100
	21,5-33,2	2.9	145			1.75	87.5
		2.2	110			1.75	87.5
		1.6	80			1.5	75
		1.6	80			2	100
		1.5	75				
		1.7	85				
		2	100				
		2.3	115				
		2.2	110				
		2.9	145				
		1.8	90				
	38-40	3.7	185				
		3.5	175				
		2.8	140				
		1.8	90				
S10	24,5-34,2	3.2	160				
		4	200				
		3.2	160				
		4.9	245				
		3	150				
		2.8	140				
		2.8	140				
		2.8	140				
		1.9	95				
		2.8	140				
		2.2	110				
		2.7	135				
		3.8	190				
		3.7	185				
		2.3	115				

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)	sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
	37-48	1.8	90				
		2	100				
		2.4	120				
		2.5	125				
		2.4	120				
		2.2	110				
		2.2	110				
		2.5	125				
		4.2	210				
		2	100				
		3.9	195				
		4.2	210				
		4.1	205				
		3	150				
		2.9	145				
		2.3	115				
		3.4	170				
		2.9	145				
		2.8	140				
		1.7	85				
		3.7	185				
		3.6	180				
		3.4	170				

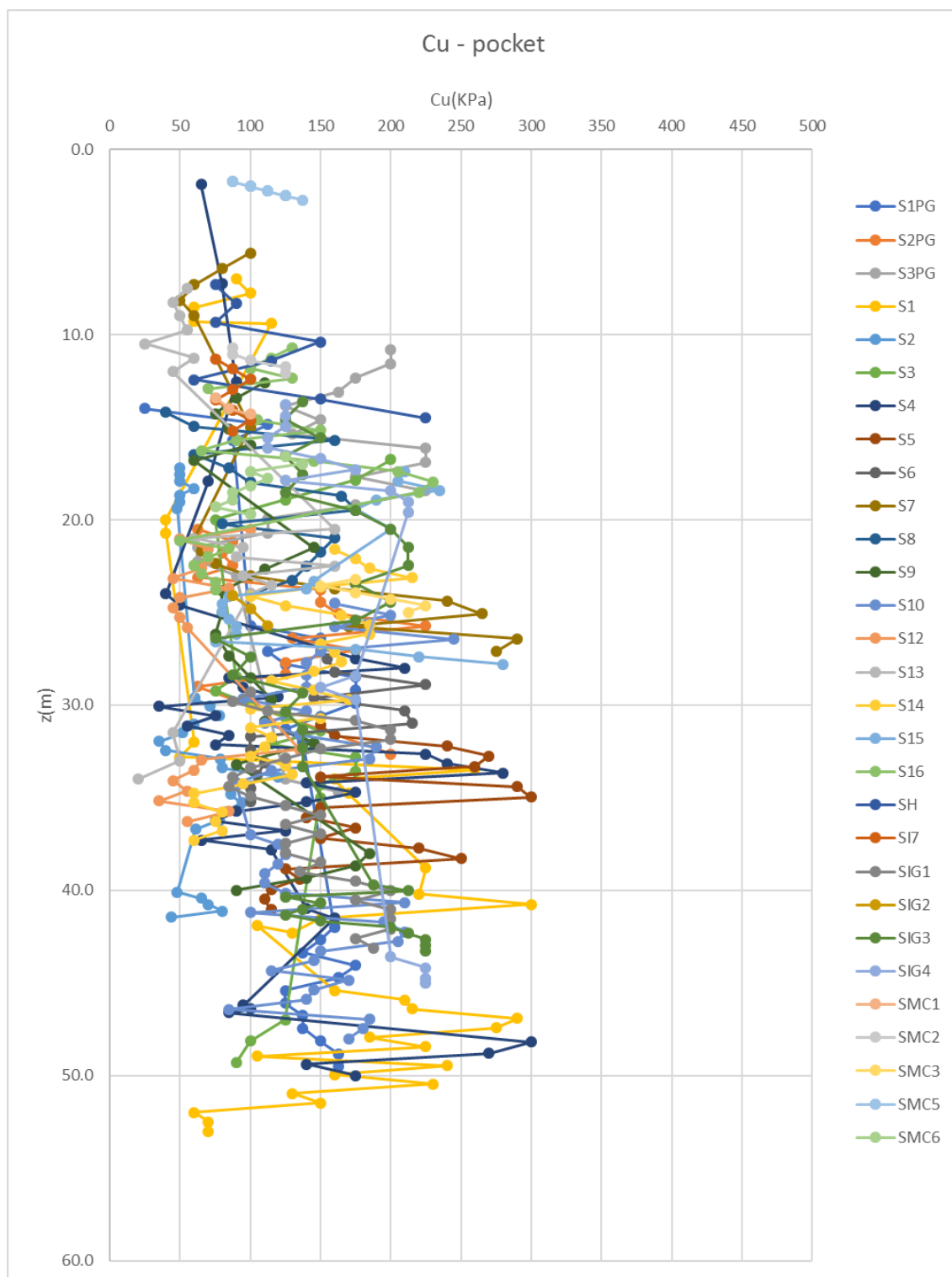


Figura 46 – Distribuzione dei valori di Cu – ricavati dal pocket penetrometer

Il valore di Cu è stato ricavato considerando tutte le precedenti elaborazioni esposte, si valuta dunque un range che varia da 40 a circa 250 kPa. Tale variazione la si evidenzia in modo ottimale nel grafico precedente, in cui si mostrano i valori di resistenza non drenata calcolata dai risultati del pocket penetrometer.

2.3.5.4. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 35 – Risultati delle prove di taglio diretto U.G. 2B

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(KPa)	φ (°)
S1bis	5.4	9	23
S1bis	6.5	18	20
S2	30.4	0	20
S7	6	5	25
S7	15	0	24
S13	8.4	41	17
S16	13	25	23
SIG1	30	0	24
SIG3	20.2	0	24
SIG3	24	0	26
SIG4	17	0	25

Se si confrontano i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci con i valori di OCR riportati precedentemente, si nota come per profondità superiori a circa 20 m si hanno OCR unitari (argille normalconsolidate) e infatti corrispondono tali valori a parametri di coesione nulla e angolo di attrito che oscillano da 24 a 26°. Mentre per valori di profondità inferiori, l'OCR è superiore all'unità e quindi si hanno parametri di coesione diversi da 0.

A valle di tale evidenza bisogna però affermare che sono stati calcolati valori di OCR pari a 1 anche per basse profondità (<15 m), in tal caso si parla dunque di zone meno consistenti o di "debolezza", che saranno considerati come range minimi nella presente caratterizzazione geomeccanica.

2.3.5.5. Deformabilità UG2B

Il fattore riduttivo al fine di valutare il modulo elastico operativo è stato adottato in base al livello deformativo indotto dalle modalità costruttive, di norma tale valore è associabile ad un livello di deformazione a taglio di 0.1-0.5% per contesti simili a quelli in esame, che corrisponde ad un valore di rapporto di decadimento del modulo di taglio. Si è quindi adottato un valore di 10 come rapporto tra modulo elastico operativo e modulo elastico dinamico.

Si riporta di seguito il risultato delle elaborazioni derivanti dalle prove profonde in foro DH-S1PG e DH-S2, dalle quali è stato possibile ricavare il valore di V_s con la profondità e dunque il valore di E_0 e dunque E' .

Al fine di ricavare il valore di modulo elastico operativo per l'unità geotecnica 2B, si è adottato un valore di peso specifico adottato è di 19 kN/mc, ed un valore di coefficiente di Poisson pari a 0.25.

Tabella 36 – Valori di deformabilità ricavati dalla sismica profonda DH-S1PG

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)	Materiale
15	727	1078	2694	269	argille
16	682	948	2371	237	argille
27	487	484	1209	121	argille
28	406	336	840	84	argille
29	364	270	675	68	argille
30	384	301	752	75	argille
31	438	391	978	98	argille
32	500	510	1274	127	argille
42	834	1418	3545	355	argille limose
43	822	1378	3444	344	argille limose
44	778	1234	3085	309	argille limose
45	707	1019	2548	255	argille limose
46	552	621	1553	155	argille limose
47	469	448	1121	112	argille limose
48	455	422	1055	106	argille limose
49	444	402	1005	100	argille limose
50	428	373	934	93	argille limose

Tabella 37 – Valori di deformabilità ricavati dalla sismica profonda DH-S2

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)	Materiale
18	501	512	1279	128	argilla limosa
19	489	488	1219	122	argilla limosa
31	494	498	1244	124	argilla e limo
32	495	500	1249	125	argilla e limo
33	499	508	1269	127	argilla e limo
34	516	543	1357	136	argilla e limo
35	546	608	1519	152	argilla e limo
36	567	655	1639	164	argilla e limo

Tabella 38 – Valori di deformabilità ricavati dalle sismiche MASW

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media [m]	prof. da [m]:	prof. a [m]:	Vs [m/s]	G0 [MPa]	E' [MPa]
MASW9	S13	8.5	5	12	450	405	101
MASW9	S13	24	12	36	500	500	125
MASW10	S13	6	5	8	500	500	125
MASW10	S13	11	8	14	400	320	80
MASW10	S13	22	18	26	650	845	211
MASW10	S13	33	26	40	700	980	245
MASW11	S12	23.5	21	26	450	405	101
MASW12	S14	30	24	36	600	720	180
MASW13	S14	25	15	34	450	405	101
MASW13	S14	35	34	35	600	720	180
MASW14	S14	22	19	25	400	320	80
MASW14	S14	27	25	28	450	405	101
MASW14	S14	31	28	34	400	320	80
MASW14	S14	35	34	36	550	605	151
MASW15	S2-S3-S18	19	12	25	500	500	125
MASW15	S2-S3-S18	33	25	40	700	980	245
MASW16	S1-S17-SIG1	35	29	40	750	1125	281
MASW17	SIG1-S2	36	31	40	700	980	245
MASW18	S4	7	6	7	500	500	125
MASW18	S4	33	25	40	800	1280	320
MASW19	S5	32	30	33	450	405	101
MASW19	S5	35	33	36	500	500	125
MASW19	S5	38	36	40	800	1280	320
MASW20	S5	36	31	40	750	1125	281
MASW21	S5	33	26	40	800	1280	320
MASW22	S5	30.5	21	40	600	720	180
MASW23	S6	6	1	11	400	320	80
MASW23	S6	19.25	17.5	21	400	320	80
MASW23	S6	30.5	21	40	600	720	180
MASW24	S6	24	22	26	600	720	180
MASW24	S6	33	26	40	800	1280	320
MASW25	S6	22.5	15	30	600	720	180

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media [m]	prof. da [m]:	prof. a [m]:	Vs [m/s]	G0 [MPa]	E' [MPa]
MASW25	S6	35	30	40	800	1280	320
MASW26	S6	18	15	21	550	605	151
MASW26	S6	23	21	25	600	720	180
MASW26	S6	32.5	25	40	800	1280	320
MASW27	S6	22.5	20	25	600	720	180
MASW27	S6	32.5	25	40	800	1280	320

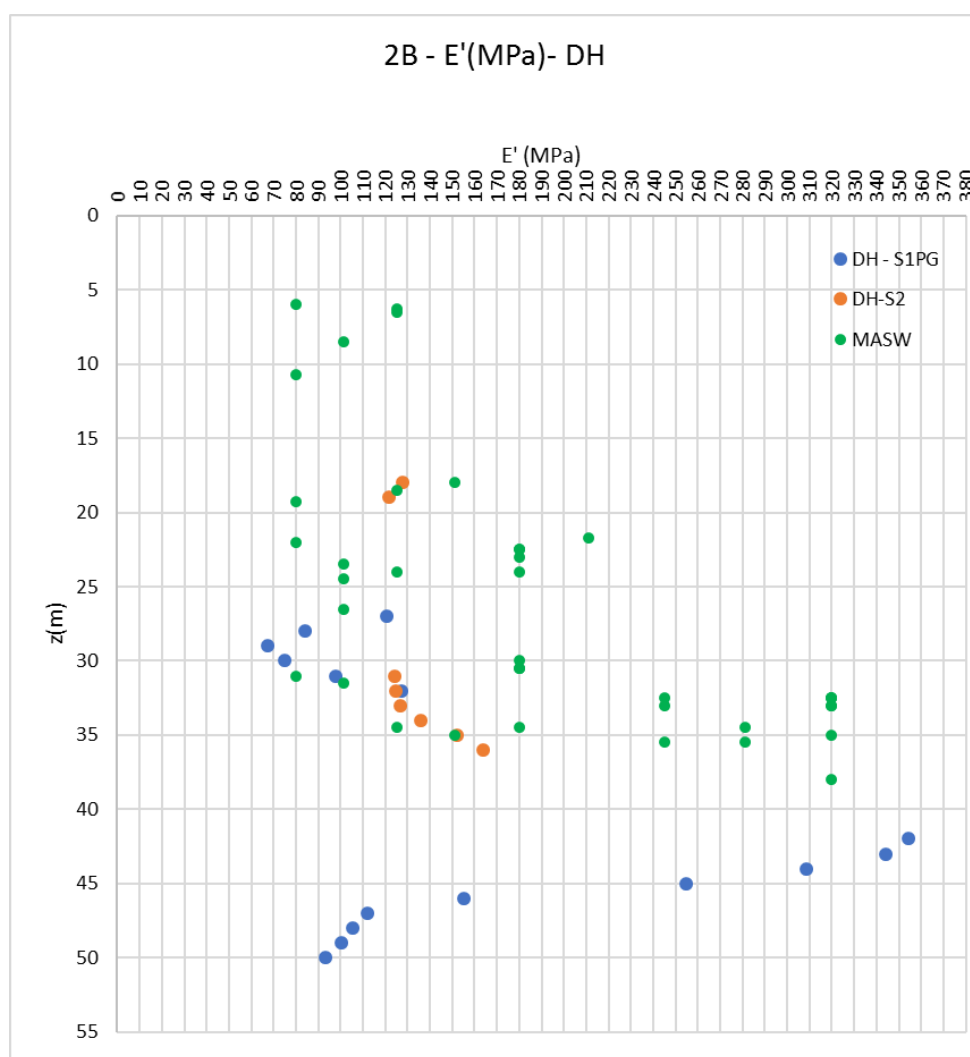


Figura 47 – Valori di modulo elastico da sismiche in foro DH U.G. 2B

Per quanto riguarda la variazione di modulo elastico si fa riferimento a quanto risultato dalle sismiche in foro DH e dalle MASW, queste forniscono valori con un range tra 80 e 350 MPa, la presenza di livelli meno consistenti si evidenzia a causa del fatto che non vi è una vera e propria dipendenza dalla profondità dell'andamento del modulo.

Nella fase progettuale definitiva sono state eseguite prove di colonna risonante su campioni di argilla appartenenti all'unità geotecnica 2B. Di seguito vengono riportati gli esiti di tali elaborazioni.

Tabella 39 – Risultati della prova di colonna risonante su provino SIG1 B

SIG1 PROVINO B			argilla debolmente limosa		
G [MPa]	G/G _{max}	γ (%)	D (%)	D/D ₀	ΔU/sigmac
74.22	1.000	3.50E-05	0.79	1	0
74.22	1.000	8.30E-05	0.81	1.025316	0
74.22	1.000	1.04E-04	0.86	1.088608	0
73.11	0.985	2.64E-04	1.08	1.367089	0
70.92	0.956	5.33E-04	1.13	1.43038	0
69.3	0.934	8.21E-04	1.14	1.443038	0
69.3	0.934	1.17E-03	1.22	1.544304	0
69.3	0.934	3.12E-03	1.22	1.544304	0
67.17	0.905	4.37E-03	1.23	1.556962	0
65.85	0.887	9.81E-03	1.26	1.594937	0.011
56.77	0.765	2.77E-02	2.56	3.240506	0.018
49.25	0.664	5.03E-02	5.42	6.860759	0.028
42.17	0.568	7.49E-02	6.34	8.025316	0.039
36.6	0.493	9.50E-02	7.67	9.708861	0.05
30.09	0.405	1.27E-01	8.7	11.01266	0.07
23.04	0.310	1.73E-01	10.31	13.05063	0.126
15.31	0.206	2.67E-01	13.2	16.70886	0.217
9.65	0.130	4.21E-01	31.74	40.17722	0.333

Tabella 40 – Risultati della prova di colonna risonante su provino SIG1 C

SIG1 PROVINO C			argilla debolmente limosa		
G [MPa]	G/G _{max}	γ (%)	D (%)	D/D ₀	ΔU/sigmac
104.67	1.000	2.90E-05	1.82	1	0
104.17	0.995	6.50E-05	1.84	1.011	0
104.17	0.995	1.65E-04	1.85	1.016	0
103.35	0.987	3.25E-04	1.86	1.022	0
102.53	0.980	6.28E-04	1.94	1.066	0
101.72	0.972	9.23E-04	1.98	1.088	0
96.1	0.918	3.58E-03	2.12	1.165	0
91.41	0.873	5.81E-03	2.35	1.291	0
83.86	0.801	1.12E-02	3.16	1.736	0.001
77.34	0.739	1.74E-02	3.56	1.956	0.006
67.73	0.647	2.82E-02	4.5	2.473	0.011
58.13	0.555	4.09E-02	6.02	3.308	0.02

50.99	0.487	5.65E-02	7.41	4.071	0.031
42.19	0.403	7.95E-02	9.74	5.352	0.041
37.6	0.359	9.18E-02	9.26	5.088	0.061
30.99	0.296	1.18E-01	10.98	6.033	0.076
22.28	0.213	1.78E-01	13.61	7.478	0.11
13.18	0.126	3.11E-01	15.31	8.412	0.19
6.88	0.066	6.13E-01	15.93	8.753	0.376
2.74	0.02617751	1.48	16.72	9.187	0.602

Tabella 41 – Risultati della prova di colonna risonante su provino SIG3 B

SIG3 PROVINO B			argilla debolmente limosa		
G [MPa]	G/G _{max}	γ (%)	D (%)	D/D ₀	ΔU/sigmac
76.5	1.000	4.70E-05	2.08	1	0
74.68	0.976	8.60E-05	2.08	1	0
74.12	0.969	2.21E-04	2.14	1.028846	0
73.01	0.954	5.39E-04	2.2	1.057692	0
71.92	0.940	9.49E-04	2.21	1.0625	0
70.83	0.926	2.40E-03	2.22	1.067308	0
69.21	0.905	4.41E-03	2.29	1.100962	0
69.21	0.905	5.23E-03	2.32	1.115385	0
67.08	0.877	1.46E-02	2.39	1.149038	0
63.95	0.836	2.32E-02	2.57	1.235577	0
60.89	0.796	3.43E-02	2.78	1.336538	0.004
58.03	0.759	4.46E-02	3.09	1.485577	0.018
52.64	0.688	6.13E-02	3.81	1.831731	0.061
48.06	0.628	7.50E-02	4.97	2.389423	0.116
43.69	0.571	8.59E-02	5.53	2.658654	0.191
37.04	0.484	1.02E-01	8.68	4.173077	0.213
29.17	0.381	1.27E-01	10.1	4.855769	0.369
14.35	0.188	2.22E-01	12.99	6.245192	0.548
0.79	0.010	4.45E+00	26.16	12.57692	0.853

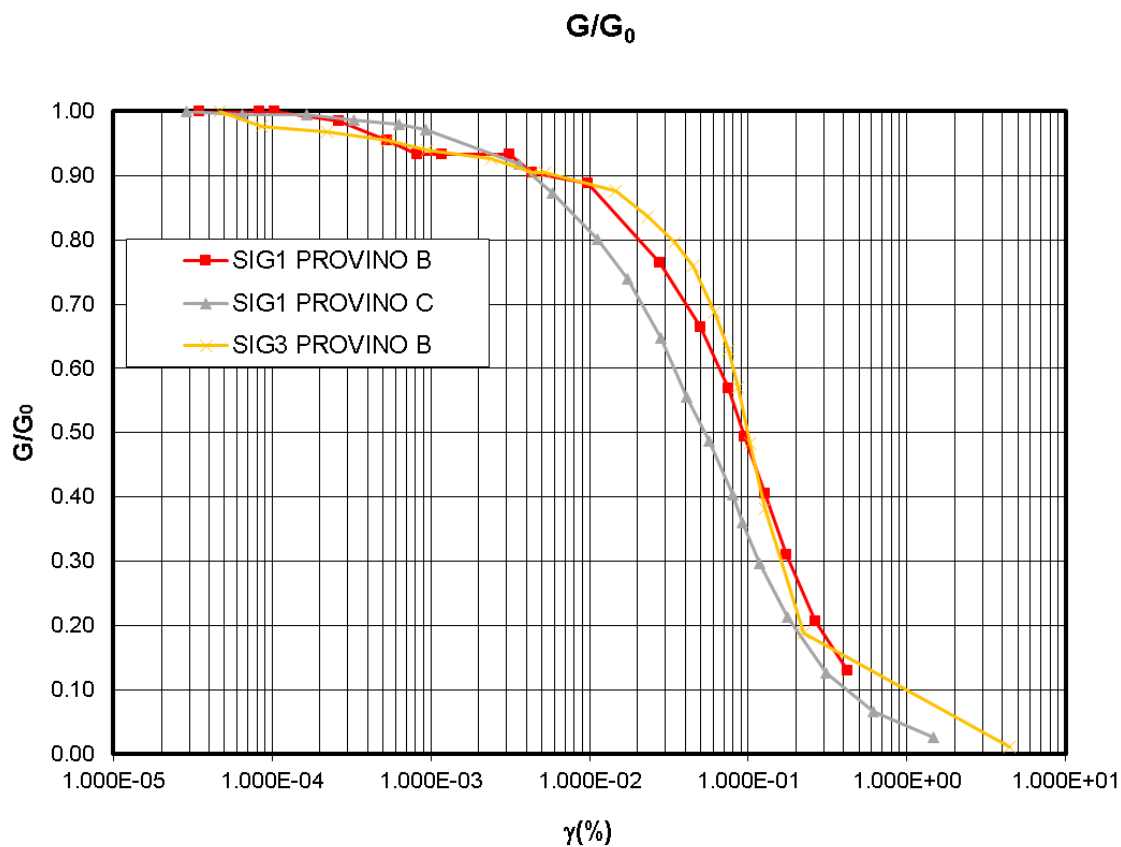


Figura 48 – Grafico che riporta in ascissa la deformazione a taglio e in ordinata il rapporto tra moduli di taglio per i tre provini esaminati

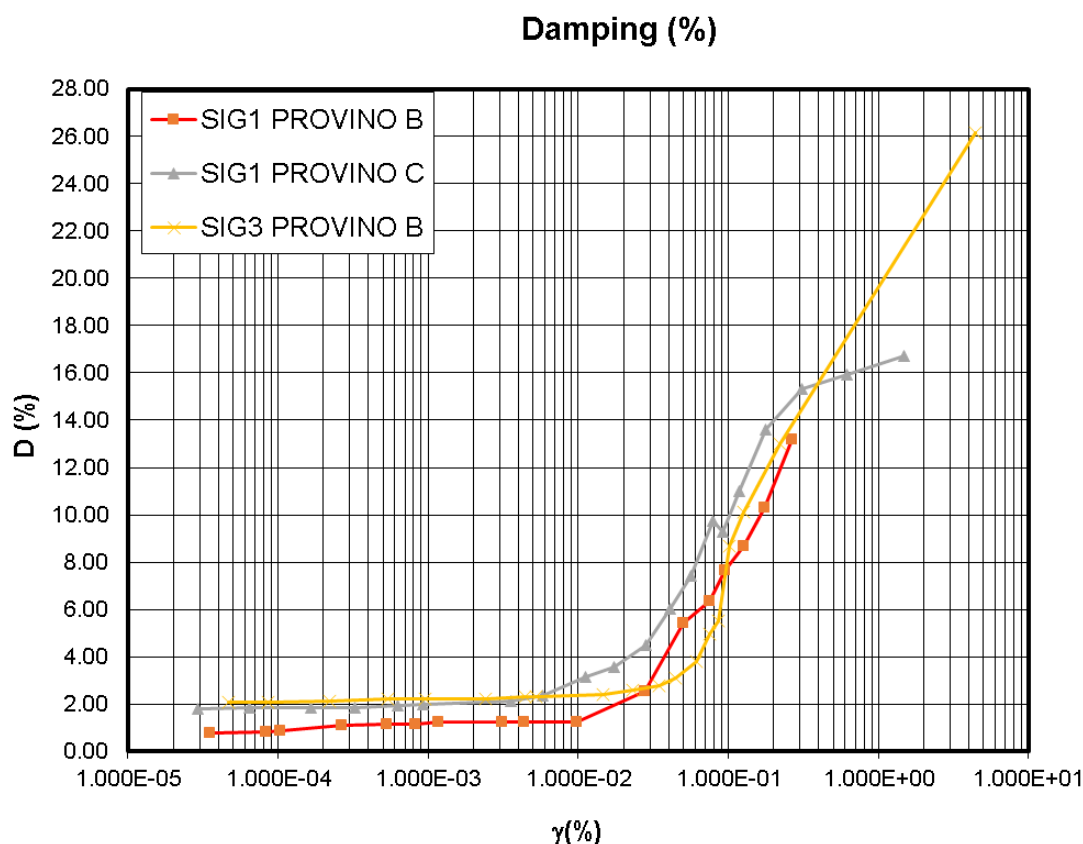


Figura 49 – Grafico che riporta in ascissa la deformazione a taglio e in ordinata il valore di rapporto di smorzamento per i tre provini esaminati

Ai fini dell'analisi di risposta sismica locale, per quanto concerne l'unità geotecnica 2B, non possono ritenersi applicabili le curve dedotte dalle prove di colonna risonante poiché non sono associabili ad interi livelli argillosi sull'intera superficie della cassa di espansione, in quanto forniscono esclusivamente dati puntuali.

Pertanto si adottano curve di letteratura, in particolare per il decadimento del modulo di taglio si adotta Seed and Sun (1989), mentre per il rapporto di smorzamento Idriss (1990).

Inoltre sono stati dedotti i valori di modulo di taglio (a deformazione a taglio del 0.10 %) e quindi di modulo elastico operativo, tali valori rientrano nel range valutato dalla caratterizzazione geotecnica dell'unità geotecnica 2B, infatti sono circa pari a 80-90 MPa.

Tabella 42 – Valori di modulo elastico operativo e modulo di taglio dedotti dalle prove di colonna risonante

SONDAGGIO	PROFONDITA'	LITOLOGIA	ν	G ($\gamma=0.1$)	E (MPa)
SIG1	30.25	argilla	0.3	30.09	78.23
SIG1	32.85	argilla	0.3	30.99	80.57
SIG3	18.7	argilla	0.3	37.04	96.30

Inoltre si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 43 – Valori di Modulo Edometrico ricavati dalle prove edometriche

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	E _{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E _{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E _{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E _{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG1	18.2	19.1	15.67	6.4	6.5	9.3
SIG1	32.6	19.8	20.14	14.9	10.2	13.27
SIG2	24.6	19.9	16.3	13.25	11.75	19.57
SIG3	18.5	18.5	30	19.6	14.9	13.1
SIG3	40	20.6	25.5	18.12	12.65	13.92
SIG4	14.2	19.6	13.1	5.8	6.1	9.8
S1BIS	5.4	18	6.9	6.1	7.3	11
S2	30.4	20.3	-	14	12	15
S3	17.8	19.4	7.5	6.6	7.3	11
S4	32.5	19.5	7.1	9.3	12	21
S7	6	19.2	3.5	4.4	6.3	10
S7	15	19.9	10	8.8	9.2	14
S7	20.7	19.7	7.6	6.2	7.8	11
S8	17	20	5	5.1	8.3	13
S13	8.7	19.7	6	5.8	7.5	10
S13	23.3	19.6	5.3	5.4	8.3	12
S14	23.4	20.1	-	-	20	18
S16	13.3	20	6	6.3	8.6	12
S16	23.2	19.8	4.3	5.1	7.8	12
s17	5.4	18.5	9.2	7.1	8.2	12

In termini invece di modulo edometrico si possono dedurre, dalle risultanze prove edometriche, valori tra i 5 ed i 20 MPa.

2.3.5.6. Permeabilità UG2B

Per quanto riguarda i valori di permeabilità dell'U.G. 2B, si rimanda alla relazione geologica generale.

2.3.5.7. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

*Tabella 44 – Valori del coefficiente di compressibilità e del coefficiente di rigonfiamento da prove edometriche
U.G.2B*

ESITO PROVE EDOMETRICHE												
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG1	18.2	19.1	800	1600	0.48	0.42	0.20	1600	400	0.42	0.44	0.03
SIG1	32.6	19.8	1600	3000	0.39	0.33	0.22	3000	800	0.33	0.35	0.03
SIG2	24.6	19.9	1600	3000	0.47	0.40	0.26	3000	800	0.40	0.43	0.04
SIG3	18.5	18.5	1600	3000	0.76	0.66	0.37	3000	800	0.66	0.72	0.10
SIG3	40	20.6	1600	3000	0.46	0.39	0.26	3000	800	0.39	0.41	0.03
SIG4	14.2	19.6	1600	3000	0.59	0.51	0.29	3000	800	0.51	0.54	0.06
S1BIS	5.4	18	3000	6500	0.66	0.56	0.32	6500	1600	0.56	0.61	0.08
S2	30.4	20.3	3000	6500	0.46	0.37	0.25	6500	1600	0.37	0.42	0.07
S3	17.8	19.4	3000	6500	0.48	0.39	0.27	6500	1600	0.39	0.42	0.06
S4	32.5	19.5	3000	6500	0.56	0.52	0.12	6500	1600	0.52	0.53	0.02
S7	6	19.2	3000	6500	0.55	0.46	0.26	6500	1600	0.46	0.48	0.04
S7	15	19.9	3000	6500	0.55	0.48	0.19	6500	1600	0.48	0.52	0.05
S7	20.7	19.7	3000	6500	0.46	0.36	0.29	6500	1600	0.36	0.40	0.06
S8	17	20	3000	6500	0.47	0.40	0.21	6500	1600	0.40	0.42	0.03
S13	8.7	19.7	3000	6500	0.44	0.36	0.25	6500	1600	0.36	0.39	0.05
S13	23.3	19.6	3000	6500	0.44	0.36	0.24	6500	1600	0.36	0.38	0.04
S14	23.4	20.1	3000	6500	0.51	0.42	0.27	6500	1600	0.42	0.47	0.08
S16	13.3	20	3000	6500	0.44	0.36	0.23	6500	1600	0.36	0.38	0.04
S16	23.2	19.8	3000	6500	0.41	0.34	0.22	6500	1600	0.34	0.36	0.03
s17	5.4	18.5	3000	6500	0.61	0.52	0.27	6500	1600	0.52	0.56	0.07

Si ottengono dunque valori di coefficiente di compressibilità compresi tra 0.2 e 0.3, mentre si evidenzia un range del valore di coefficiente di rigonfiamento compreso tra 0.02 e 0.10.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 45 – Valori del coefficiente di compressione secondaria da prove edometriche U.G.2B

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	e_0	H₀ (mm)	ΔH (mm)	Indice di compressione secondaria Cα
SIG1	18.2	19.1	0.641	20	0.01	0.005
SIG1	32.6	19.8	0.536	20	0.01	0.005
SIG2	24.6	19.9	0.625	20	0.005	0.003
SIG3	18.5	18.5	0.947	20	0	0.000
SIG3	40	20.6	0.6	20	0.01	0.005
SIG4	14.2	19.6	0.75	20	0.01	0.006
S1BIS	5.4	18	1.04	20	0.05	0.011
S2	30.4	20.3	0.7	20	0.05	0.009
S3	17.8	19.4	0.82	20	0.05	0.010
S4	32.5	19.5	0.72	20	0.05	0.009
S7	6	19.2	0.84	20	0.05	0.010
S7	15	19.9	0.73	20	0.05	0.009
S7	20.7	19.7	0.8	20	0.05	0.009
S8	17	20	0.72	20	0.05	0.009
S13	8.7	19.7	0.78	20	0.05	0.009
S13	23.3	19.6	0.76	20	0.05	0.009
S14	23.4	20.1	0.72	20	0.02	0.004
S16	13.3	20	0.65	20	0.05	0.009
S16	23.2	19.8	0.73	20	0.05	0.009
s17	5.4	18.5	0.93	20	0.02	0.004

Il range del valore dell'indice di compressione secondaria varia tra 0.00 e 0.01. Visti i bassi valori di tale fattore si può affermare che tale U.G. 2B è esente da fenomeni di viscosità.

2.3.5.8. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità della UG2B

Dai risultati delle prove riportate nei paragrafi precedenti, per quanto riguarda la formazione UG2B, si può concludere che si ha un valor medio del peso specifico pari a circa 19 kN/m^3 . Dalle prove di laboratorio eseguite sui provini estratti appartenenti a tale formazione (limite liquido e indice di plasticità) risulta che il materiale è identificabile come limo e argilla. Dalle risultanze del pocket penetrometer si nota un andamento di OCR che va a diminuire con la profondità, più precisamente si ottengono valori superiori a 2 fino a circa 15-20 m da p.c. per poi diminuire fino a valori unitari oltre i 35 m. Tale valutazione generale dei valori di OCR mette in evidenza alcune zone “meno consistenti” rispetto alle altre, ovvero dove si ha un rapporto tra coesione non drenata e sforzo verticale efficace in situ inferiore a 0.25 e valore di OCR variabili da 1 a 2. Inoltre, avendo a disposizione un numero consistente di prove edometriche, si è ritenuto opportuno estrarre i valori di OCR da queste ultime, anche in questo caso si nota una diminuzione dei valori di OCR per profondità superiori ai 20 m. Al fine di determinare le caratteristiche di resistenza al taglio non drenata della formazione UG2B si sono utilizzate le prove di espansione laterale libera, che forniscono per il caso in esame valori variabili da 80 a 300 kPa. A titolo comparativo si è valutato il parametro C_u anche dai valori di Pocket Penetrometer ricavati, in questo caso il range ottenuto varia da un minimo di 40 a 250 kPa. Si è pertanto ritenuto conservativo ed in linea con il valor medio estratto dal pocket penetrometer un valore costante con la profondità di 90 kPa (limite inferiore delle prove ELL). Al fine di determinare la resistenza a taglio del materiale in termini di sforzi efficaci invece si sono utilizzate le risultanze delle prove di taglio diretto su provini appartenenti alla formazione del UG2B. Si ottiene dunque un valore di angolo di attrito medio di circa 25° e coesione nulla per profondità superiori ai 20 m, questo si ritiene in linea con quanto riscontrato nella valutazione dell'OCR, ovvero si ottengono valori ragionevoli per argille normalconsolidate (OCR unitario). Per quanto riguarda profondità inferiori si ottengono invece valori di coesione drenata non nulli, indice di argille sovraconsolidate (OCR maggiore di 1). Per la caratterizzazione in esame si adotteranno parametri di angolo di attrito di 25° e coesione drenata compresa tra 5 e 10 kPa. La caratterizzazione in termini di deformabilità del materiale è stata derivata tramite l'interpretazione delle prove sismiche MASW e DH che ricadono nelle porzioni di verticale appartenenti al materiale UG2B. Sulla base di quanto ottenuto con tale metodologia è stato possibile stabilire un andamento generale variabile valutato in un range tra 80 e 350 MPa (osservando la globalità delle prove a disposizione). Si deve però mettere in evidenza che esistono livelli meno consistenti, ed è possibile identificarli a causa del fatto che non vi è una vera e propria dipendenza dalla profondità dell'andamento del modulo. Si è inoltre ricavato il valore di modulo edometrico dalle prove edometriche a disposizione, si evidenzia un andamento crescente con la profondità da 5 a 15 MPa. Sempre dalle prove edometriche si sono potuti ricavare i valori dei coefficienti di rigonfiamento, compressibilità e compressione secondaria. Il coefficiente di rigonfiamento C_s risulta essere compreso in un range tra 0.02 e 0.10, il coefficiente di compressibilità è compreso nel range 0.2 e 0.3. Infine il coefficiente di compressione secondaria si mantiene tra i valori di 0 e 0.01.

Alla luce di quanto riportato precedentemente, per quanto riguarda la parametrizzazione dell'unità geotecnica 2B, si riportano i seguenti valori:

Tabella 46 – Parametri caratteristici di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2B

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	ϕ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	Ca
---------	-----------	------	------------------	-----------	--------	-------	---	---	----	----	----

		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	5-10	90	da 80 a 300**	5-15*	0.2-0.3	0.02-0.10	0.000-0.01

**(valori crescenti con la profondità)*

*** (variabile con la profondità ma possibile influenza di livelli di debolezza)*

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- ϕ_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;
- M = modulo edometrico dei terreni argillosi;
- C_c = indice di compressibilità dei terreni coesivi;
- C_s = indice di rigonfiamento dei terreni coesivi;
- C_a = indice di compressione secondaria dei terreni coesivi;

2.4. ZONIZZAZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si vuole quindi effettuare una zonizzazione della caratterizzazione geotecnica generale riportata e descritta nei precedenti capitoli, i parametri dedotti da tale zonizzazione verranno utilizzati all'interno delle analisi e dei calcoli effettuati sugli allineamenti mostrati nella seguente figura.



Figura 50 – Profili geotecnici lungo i quali è stata effettuata la zonizzazione della caratterizzazione geotecnica

I profili geotecnici e le sezioni di calcolo ad essi associati sono i seguenti:

- 1) Profilo 1 (Sezione di calcolo 2 – Manufatto C);
- 2) Profilo 2 (Sezione di calcolo 1 – Manufatto A – Manufatto B);
- 3) Profilo 3 (Sezione di calcolo 7);
- 4) Profilo 4 (Sezione di calcolo 5 – Sezione di calcolo 6);
- 5) Profilo 5 (Sezione di calcolo 4);
- 6) Profilo 6 (Sezione di calcolo 3);
- 7) Profilo 7 (Pendio Lato Sud);
- 8) Profilo 8 (Briglia di monte);
- 9) Profilo 9 (Pendio Lato Sud);

2.4.1. Caratterizzazione geotecnica profilo 1

2.4.1.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 47 – Modello geotecnico Argine di valle comparto 2 e Manufatto C

P.C. medio +132,50		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0,0 ÷ 5,5		UG1A
5,5 ÷ 8,0		UG2A
8,0 ÷ 9,5		UG2B
9,5 ÷ 19,5		UG2A
19,5 ÷ 24,0		UG2B
24,0 ÷ 29,0		UG2A
29,0 ÷ 36,5		UG2B
36,5 ÷ 41,5		UG2A

2.4.1.2. Sondaggi associati al Profilo 1

Profilo	Sondaggi/indagini
1	S17
1	SB
1	S18
1	S2
1	SA
1	S3
1	SIG1
1	S14
1	S12
1	S13
1	SIG2
1	DPSH5
1	MSW8
1	MASW9
1	MASW10
1	MSW11
1	MASW12
1	MASW13
1	MASW14

1	MASW15
1	MASW16
1	MASW17
1	MASW18
1	MASW19
1	MASW20
1	MASW21
1	MASW22

2.4.1.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 1

2.4.1.3.1. *Densità relativa UG1A – Profilo 1*

Tabella 48 – Densità relativa UG1A – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
SIG2	1.5	15	63	100	addensato	48	1.11
SIG2	3	30	100	100	addensato	77	1.18
SIG2	4.7	47	100	100	addensato	77	1.06
S3	3	30	23	45	addensato	18	0.57
S12	3	30	100	100	addensato	77	1.18
S13	3	30	100	100	addensato	77	1.18
S14	3	30	67	100	addensato	52	0.97

I valori di densità relativa afferenti al profilo in esame mostrano valori che portano a valutare il terreno come addensato, con valori di Dr nell'intorno di 1.00

2.4.1.3.2. *Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 1*

Tabella 49 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 1

ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
37	44
37	45
36	44
34	38
37	45
37	45
36	43

Il valore di angolo di attrito che può assumersi come caratterizzante il terreno in esame risulta essere pari a circa 38°, quindi in linea con quanto stimato all'interno della caratterizzazione generale.

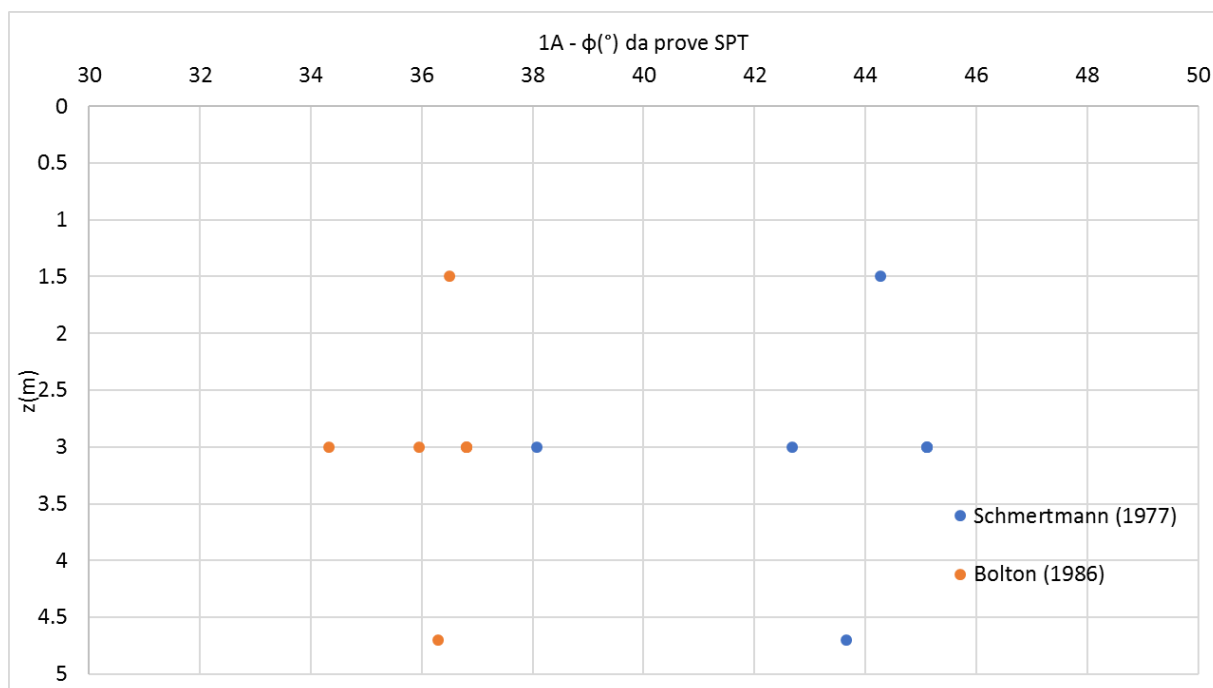


Figura 51 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 1

2.4.1.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 1

Tabella 50 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	1.5	234	112	280	28
SIG2	3	290	172	429	43
SIG2	4.7	316	204	510	51
S3	3	225	103	258	26
S12	3	290	172	429	43
S13	3	290	172	429	43
S14	3	271	149	374	37

Tabella 51 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	1.5	226	104	261	26
SIG2	3	280	160	400	40
SIG2	4.7	298	181	453	45
S3	3	194	77	192	19
S12	3	280	160	400	40
S13	3	280	160	400	40
S14	3	253	131	327	33

Tabella 52 – Deformabilità da prove sismiche MASW – Profilo 1

MASW	profondità media (m)	prof. da (m) :	prof. a (m):	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)
MASW9	8.5	5	12	450	405	101
MASW10	6	5	8	500	500	125
MASW11	10.5	0	21	400	320	80
MASW12	14	4	24	500	500	125
MASW13	10	5	15	550	605	151
MASW14	12	5	19	500	500	125
MASW15	8	6	10	550	605	151
MASW16	17	4	29	500	500	125

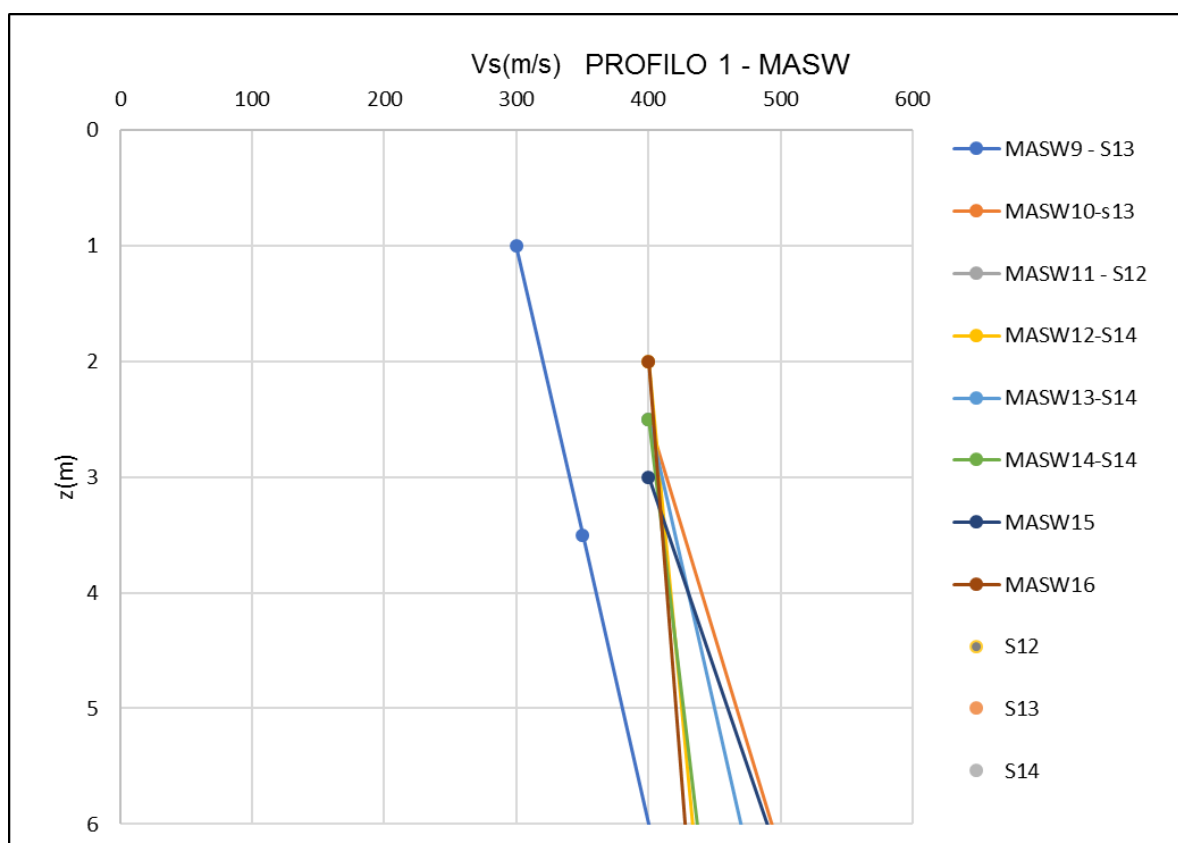


Figura 52 – Distribuzione delle Vs (m/s) con la profondità UG1A – Profilo 1

I valori di Modulo elastico ricavati dalle correlazioni di letteratura di Ohta & Goto e Yoshida vanno a sottostimare quanto valutato tramite prove sismiche MASW, dove si hanno valori di velocità delle onde di taglio pari a circa 350-500 m/s. quindi corrispondenti a moduli compresi tra circa 80 e 120 MPa, quindi sono associabili ai range adottati nella parametrizzazione generale, che forniva un valore minimo di 70 MPa per la UG1A.

2.4.1.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 1

2.4.1.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 1

Tabella 53 – Densità relativa UG2A- Profilo 1

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
SIG2	6.3	63	83	100	addensato	64	4.50	0.90
SIG2	8.2	82	63	70	addensato	48	4.50	0.73
SIG2	9.5	95	100	100	addensato	77	4.50	0.89
SIG2	10.9	109	100	95	addensato	77	4.50	0.86
SIG2	12.3	123	83	74	addensato	64	4.50	0.76
SIG2	13.7	137	72	60	addensato	55	4.50	0.68
SIG2	15.1	151	100	69	addensato	77	4.50	0.79
SIG2	16.7	167	100	75	addensato	77	4.50	0.77
SIG2	18	180	49	35	addensato	38	4.50	0.53
SIG2	19.6	196	43	29	addensato	33	4.50	0.48
SIG2	21.25	212.5	81	53	addensato	62	4.50	0.65
SIG2	22.7	227	73	46	addensato	56	4.50	0.61
SIG2	26.75	267.5	71	41	addensato	55	4.50	0.58
SIG2	28.6	286	100	56	addensato	77	4.50	0.67
SIG2	30.5	305	64	34	addensato	49	4.50	0.53
SIG2	33	330	80	41	addensato	62	4.50	0.58
SIG2	34.7	347	41	20	medio-sciolto	32	4.50	0.41
SIG2	36.8	368	63	30	addensato	48	4.50	0.50
SIG2	38	380	66	31	addensato	51	4.50	0.51
SIG2	40.1	401	46	21	medio-sciolto	35	4.50	0.42
SIG2	42.2	422	58	26	addensato	45	4.50	0.47
S3	3	30	23	45	addensato	18	4.50	0.57
S3	7	70	18	22	medio-sciolto	14	4.50	0.41
S3	10	100	57	57	addensato	44	4.50	0.66
S3	12	120	100	90	addensato	77	4.50	0.84
S3	21	210	81	53	addensato	62	4.50	0.65
S3	25	250	100	60	addensato	77	4.50	0.70
S12	7	70	37	45	addensato	28	4.50	0.58
S12	10	100	34	34	addensato	26	4.50	0.51
S12	12	120	19	17	medio-sciolto	15	4.50	0.37
S12	21	210	20	13	medio-sciolto	15	4.50	0.32
S12	25.5	255	31	18	medio-sciolto	24	4.50	0.39
S13	7	70	54	66	addensato	42	4.50	0.71
S13	9	90	13	14	medio-sciolto	10	4.50	0.32
S13	12	120	47	42	addensato	36	4.50	0.57
S13	21	210	20	13	medio-sciolto	15	4.50	0.32
S13	24	240	43	26	addensato	33	4.50	0.46

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	D ₅₀	Dr
S14	7	70	24	29	addensato	18	4.50	0.46
S14	10	100	50	50	addensato	38	4.50	0.61
S14	12	120	62	56	addensato	48	4.50	0.66
S14	21	210	100	66	addensato	77	4.50	0.73
S14	25	250	17	10	medio-sciolto	13	4.50	0.29

Il valore di densità relativa è compreso all'interno dei range di caratterizzazione generale, con una prevalenza di materiale addensato con Dr superiore a 0.50-0.60.

2.4.1.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 1

Tabella 54 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi - \text{Schmertmann}$ (1977)
SIG2	6.3	63	38	42
SIG2	8.2	82	37	40
SIG2	9.5	95	38	42
SIG2	10.9	109	37	41
SIG2	12.3	123	37	40
SIG2	13.7	137	37	39
SIG2	15.1	151	37	41
SIG2	16.7	167	37	40
SIG2	18	180	36	38
SIG2	19.6	196	36	37
SIG2	21.25	212.5	37	39
SIG2	22.7	227	36	38
SIG2	26.75	267.5	36	38
SIG2	28.6	286	37	39
SIG2	30.5	305	36	38
SIG2	33	330	36	38
SIG2	34.7	347	36	36
SIG2	36.8	368	36	37
SIG2	38	380	36	37
SIG2	40.1	401	36	36
SIG2	42.2	422	36	37
S3	3	30	36	38
S3	7	70	36	36
S3	10	100	37	39
S3	12	120	37	41
S3	21	210	37	39
S3	25	250	37	40

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi - \text{Schmertmann}$ (1977)
S12	7	70	36	38
S12	10	100	36	37
S12	12	120	35	36
S12	21	210	35	35
S12	25.5	255	36	36
S13	7	70	37	40
S13	9	90	35	35
S13	12	120	36	38
S13	21	210	35	35
S13	24	240	36	37
S14	7	70	36	37
S14	10	100	36	39
S14	12	120	37	39
S14	21	210	37	40
S14	25	250	35	35

Il valore di angolo di attrito ricavato per il profilo in esame è conforme a quanto ottenuto nella caratterizzazione generale, in fatti il valore minimo per entrambe le formulazioni si attesta su 36°.

2.4.1.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 1

Tabella 55 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	V_s (m/s) - <i>Ohta & Goto (1978)</i>	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E' (MPa)
SIG2	6.3	63	324	214	536	54
SIG2	8.2	82	325	216	539	54
SIG2	9.5	95	363	268	670	67
SIG2	10.9	109	372	283	706	71
SIG2	12.3	123	369	278	694	69
SIG2	13.7	137	368	275	689	69
SIG2	15.1	151	387	305	763	76
SIG2	16.7	167	404	333	833	83
SIG2	18	180	362	268	670	67
SIG2	19.6	196	360	265	661	66
SIG2	21.25	212.5	408	340	850	85
SIG2	22.7	227	406	336	841	84
SIG2	26.75	267.5	417	355	887	89
SIG2	28.6	286	448	410	1025	102
SIG2	30.5	305	420	360	900	90
SIG2	33	330	444	401	1003	100
SIG2	34.7	347	399	324	811	81
SIG2	36.8	368	435	385	963	96
SIG2	38	380	441	396	991	99

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	Vs (m/s) - <i>Ohta & Goto (1978)</i>	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	40.1	401	418	357	893	89
SIG2	42.2	422	440	395	986	99
S3	3	30	225	103	258	26
S3	7	70	254	132	329	33
S3	10	100	332	225	562	56
S3	12	120	379	293	733	73
S3	21	210	407	338	846	85
S3	25	250	437	389	973	97
S12	7	70	288	169	422	42
S12	10	100	304	188	470	47
S12	12	120	285	165	413	41
S12	21	210	320	209	521	52
S12	25.5	255	358	262	654	65
S13	7	70	307	192	481	48
S13	9	90	252	130	324	32
S13	12	120	333	226	564	56
S13	21	210	320	209	521	52
S13	24	240	375	286	715	72
S14	7	70	267	145	363	36
S14	10	100	325	215	537	54
S14	12	120	349	248	621	62
S14	21	210	422	364	910	91
S14	25	250	322	211	527	53

Tabella 56 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 1

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	Vs (m/s) - <i>da Yoshida et al. (1988)</i>	γ	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	6.3	63	323	20	213	533	53
SIG2	8.2	82	313	20	200	500	50
SIG2	9.5	95	359	20	263	657	66
SIG2	10.9	109	366	20	273	682	68
SIG2	12.3	123	355	20	257	643	64
SIG2	13.7	137	348	20	247	617	62
SIG2	15.1	151	383	20	299	748	75
SIG2	16.7	167	388	20	308	769	77
SIG2	18	180	328	20	220	550	55
SIG2	19.6	196	322	20	211	527	53
SIG2	21.25	212.5	381	20	296	740	74
SIG2	22.7	227	375	20	286	716	72
SIG2	26.75	267.5	381	20	296	739	74
SIG2	28.6	286	419	20	358	894	89

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	γ	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	30.5	305	378	20	291	728	73
SIG2	33	330	404	20	333	832	83
SIG2	34.7	347	344	20	242	604	60
SIG2	36.8	368	387	20	305	762	76
SIG2	38	380	393	20	315	787	79
SIG2	40.1	401	362	20	267	667	67
SIG2	42.2	422	386	20	304	759	76
S3	3	30	212	20	91	228	23
S3	7	70	224	20	102	256	26
S3	10	100	314	20	201	503	50
S3	12	120	371	20	280	701	70
S3	21	210	381	20	295	738	74
S3	25	250	411	20	344	861	86
S12	7	70	268	20	147	367	37
S12	10	100	276	20	155	388	39
S12	12	120	245	20	122	306	31
S12	21	210	268	20	147	367	37
S12	25.5	255	308	20	193	482	48
S13	7	70	295	20	177	443	44
S13	9	90	214	20	93	233	23
S13	12	120	307	20	192	481	48
S13	21	210	268	20	147	367	37
S13	24	240	331	20	223	558	56
S14	7	70	241	20	118	295	30
S14	10	100	304	20	188	471	47
S14	12	120	329	20	221	552	55
S14	21	210	401	20	328	820	82
S14	25	250	264	20	142	355	36

Tabella 57 – Deformabilità da MASW UG2A – Profilo 1

MASW	profondità media (m)	prof. da (m) :	prof. a (m):	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E' (MPa)
MASW9	8.5	5	12	450	405	101
MASW9	24	12	36	500	500	125
MASW9	38	36	40	700	980	245
MASW10	6	5	8	500	500	125
MASW10	11	8	14	400	320	80
MASW10	16	14	18	500	500	125
MASW10	22	18	26	650	845	211

MASW	profondità media (m)	prof. da (m) :	prof. a (m):	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)
MASW10	33	26	40	700	980	245
MASW11	10.5	0	21	400	320	80
MASW11	23.5	21	26	450	405	101
MASW11	31	26	36	500	500	125
MASW11	38	36	40	800	1280	320
MASW12	14	4	24	500	500	125
MASW12	30	24	36	600	720	180
MASW12	38	36	40	750	1125	281
MASW13	10	5	15	550	605	151
MASW13	25	15	34	450	405	101
MASW13	35	34	35	600	720	180
MASW13	38	35	40	750	1125	281
MASW14	12	5	19	500	500	125
MASW14	22	19	25	400	320	80
MASW14	27	25	28	450	405	101
MASW14	31	28	34	400	320	80
MASW14	35	34	36	550	605	151
MASW14	38	36	40	750	1125	281
MASW15	8	6	10	550	605	151
MASW15	11	10	12	400	320	80
MASW15	19	12	25	500	500	125
MASW15	33	25	40	700	980	245
MASW16	17	4	29	500	500	125
MASW16	35	29	40	750	1125	281



Figura 53 – Distribuzione delle Vs con la profondità UG2A – Profilo 1

Tabella 58 – Deformabilità da prova Down-Hole DH-S2 – Profilo 1

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
0	355	257	642	64	ghiaia e sabbia
1	433	382	956	96	ghiaia e sabbia
2	611	761	1903	190	ghiaia e sabbia
3	633	817	2042	204	ghiaia e sabbia
4	701	1002	2505	250	ghiaia e sabbia
5	720	1057	2642	264	ghiaia e sabbia
6	699	996	2490	249	ghiaia
7	643	843	2107	211	ghiaia
8	655	875	2187	219	ghiaia
9	637	827	2068	207	ghiaia
10	621	786	1966	197	ghiaia
11	615	771	1928	193	ghiaia e sabbia
12	611	761	1903	190	ghiaia e sabbia
13	540	594	1486	149	ghiaia e sabbia
14	514	539	1347	135	ghiaia e sabbia
15	512	534	1336	134	ghiaia e sabbia
16	516	543	1357	136	ghiaia e sabbia

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)	<i>Materiale</i>
17	514	539	1347	135	ghiaia e sabbia
18	501	512	1279	128	argilla limosa
19	489	488	1219	122	argilla limosa
20	488	486	1214	121	sabbia e ghiaia limosa
21	488	486	1214	121	sabbia e ghiaia limosa
22	488	486	1214	121	sabbia e ghiaia limosa
23	490	490	1224	122	sabbia e ghiaia limosa
24	492	494	1234	123	sabbia e ghiaia limosa
25	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
26	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
27	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
28	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
29	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
30	494	498	1244	124	sabbia e ghiaia limosa
31	494	498	1244	124	argilla e limo
32	495	500	1249	125	argilla e limo
33	499	508	1269	127	argilla e limo
34	516	543	1357	136	argilla e limo
35	546	608	1519	152	argilla e limo
36	567	655	1639	164	argilla e limo
37	674	926	2315	232	limo sabbioso e ghiaia
38	783	1250	3125	312	limo sabbioso e ghiaia
39	804	1318	3295	329	limo sabbioso e ghiaia
40	816	1358	3394	339	limo sabbioso e ghiaia
41	820	1371	3427	343	limo sabbioso e ghiaia
42	822	1378	3444	344	ghiaia e sabbia
43	826	1391	3477	348	ghiaia e sabbia
44	854	1487	3717	372	ghiaia e sabbia

z(m)	Vs (m/s)	G₀ (MPa)	E₀ (MPa)	E' (MPa)	Materiale
45	895	1633	4083	408	ghiaia e sabbia
46	927	1752	4380	438	ghiaia e sabbia
47	1029	2159	5397	540	ghiaia e sabbia
48	1177	2824	7061	706	ghiaia e sabbia
49	1123	2571	6428	643	ghiaia e sabbia
50	1127	2589	6474	647	ghiaia e sabbia

I valori di Modulo elastico valutati per l'allineamento in esame sono corrispondenti a quelli calcolati all'interno della caratterizzazione generale, ovvero si hanno valori minimi (osservando le indagini sismiche profonde e MASW) di circa 70 MPa per poi osservare un aumento graduale con la profondità.

2.4.1.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 1

2.4.1.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 1

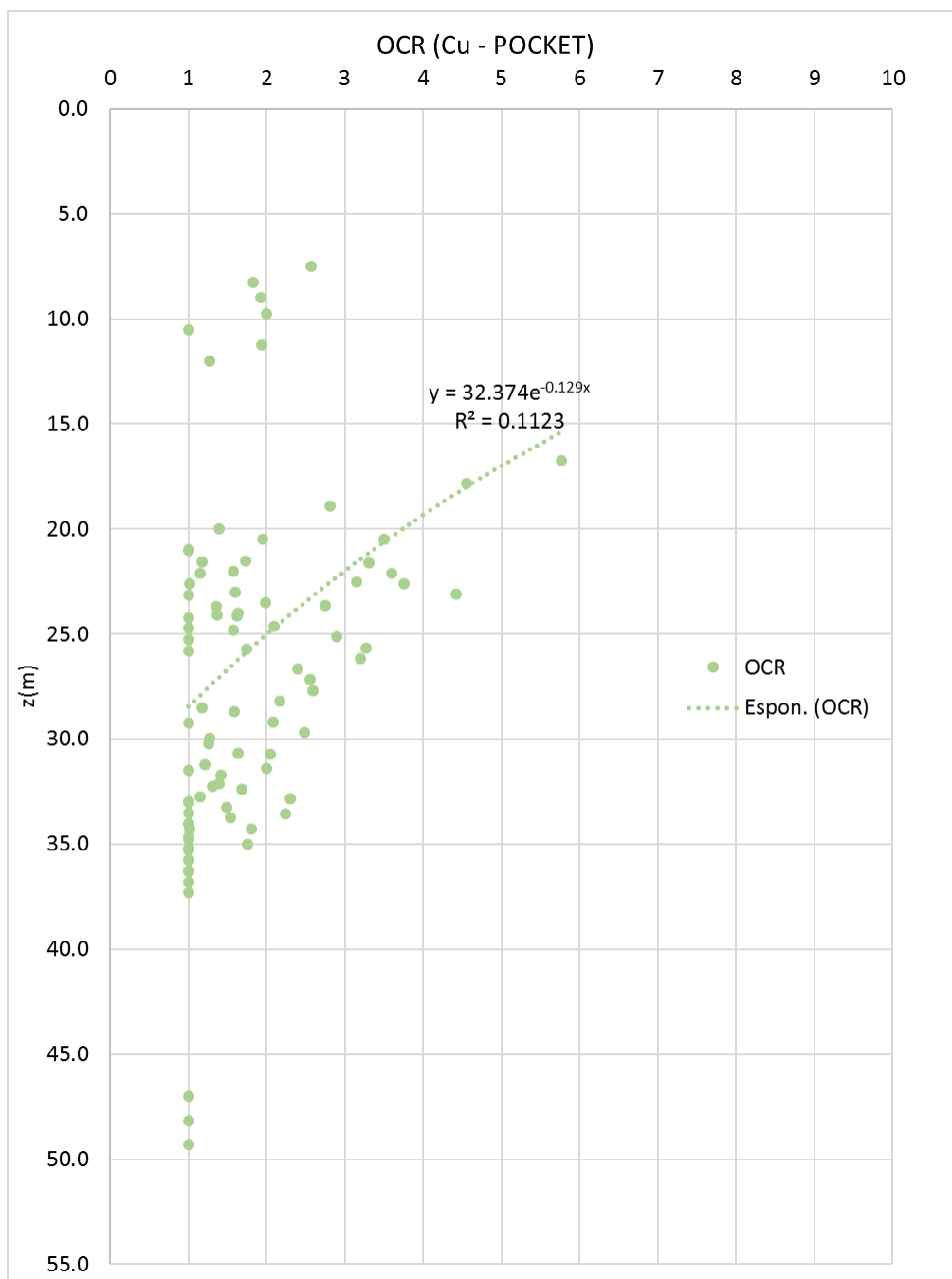


Figura 54 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 1

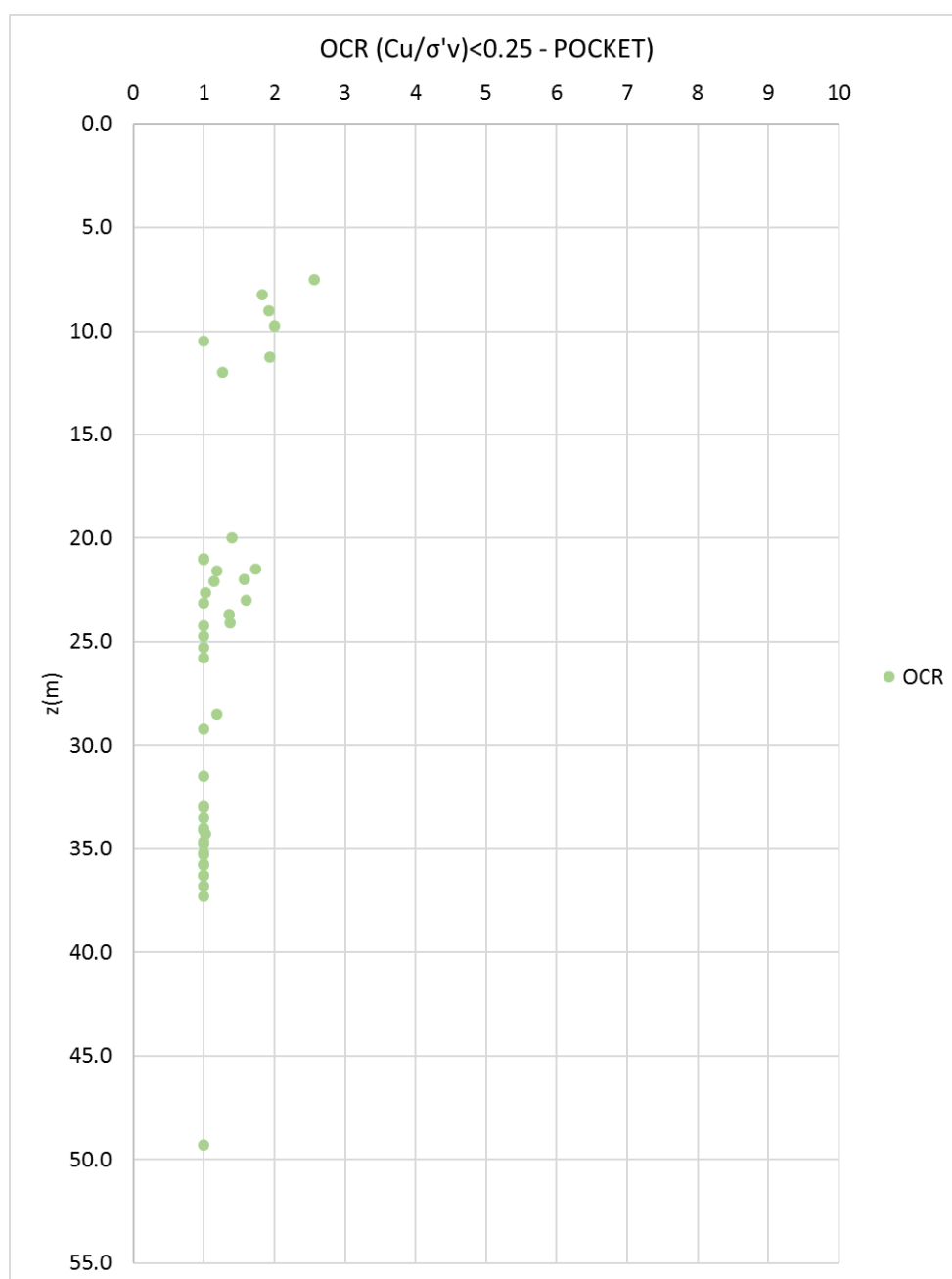


Figura 55 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 1

Tabella 59 – OCR determinati da prove edometriche

sondaggio	z (m)	OCR
S3	17.8	2
S13	8.7	5
S13	23.3	2
S14	23.4	3
SIG2	24.6	3

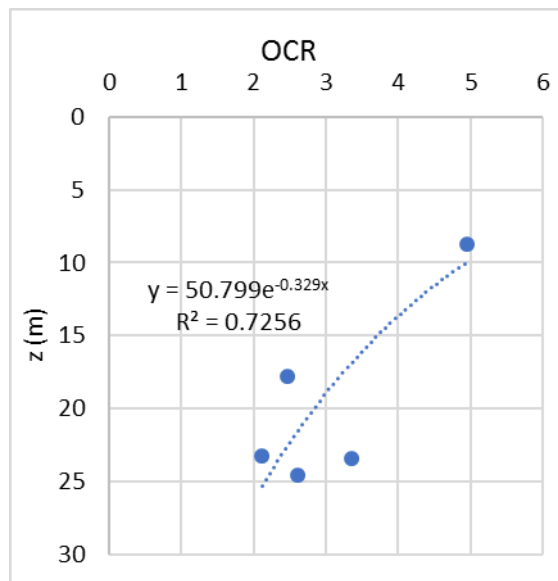


Figura 56 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche

Il valore di OCR a circa 25 m di profondità può essere considerato essere pari a 2-3, mentre per profondità minori (circa 10 m dal p.c.) si assume un valore di OCR pari a 4-5.

2.4.1.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 1

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 60 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 1

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG2	24.5	298.8	597.6

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

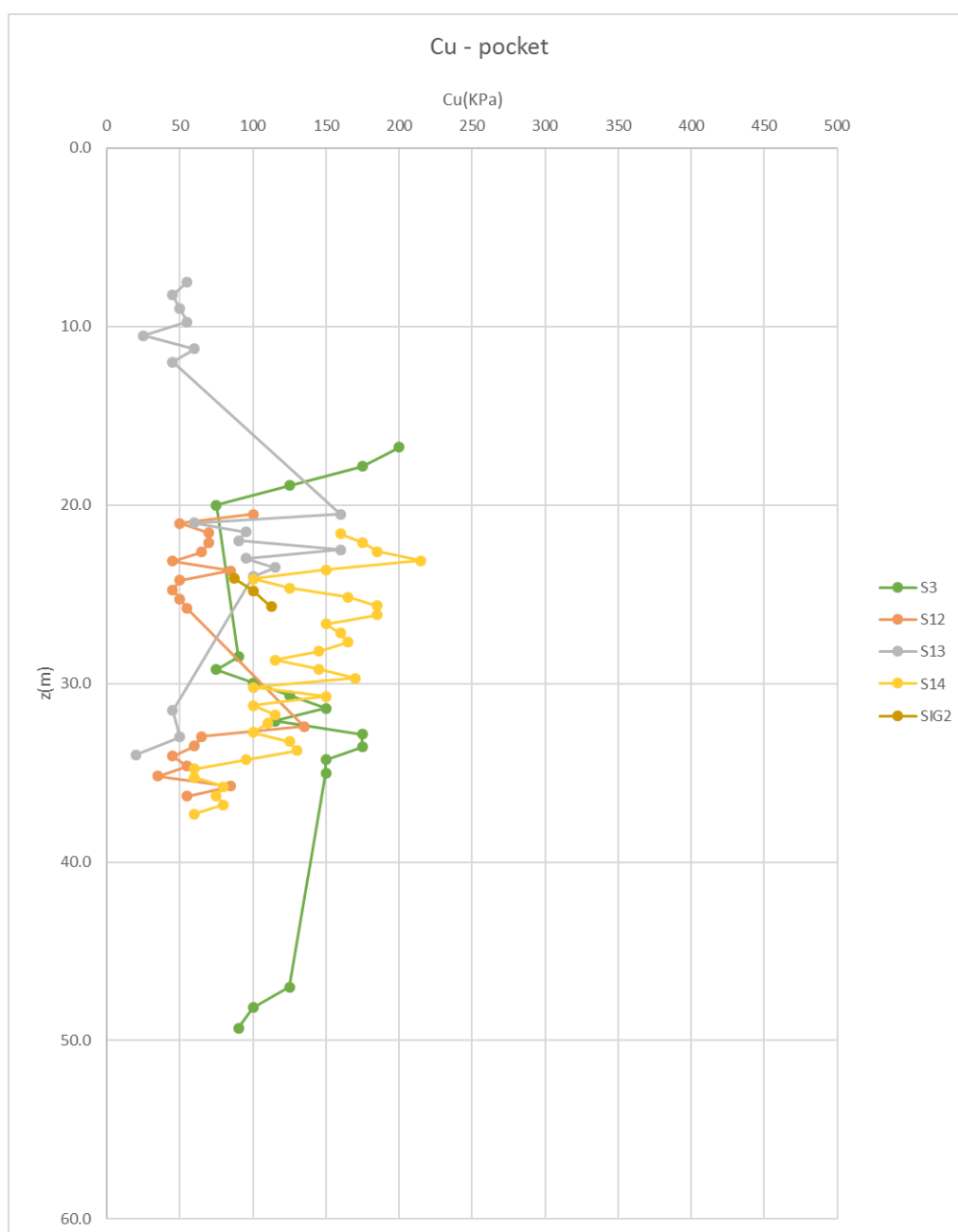


Figura 57 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 1

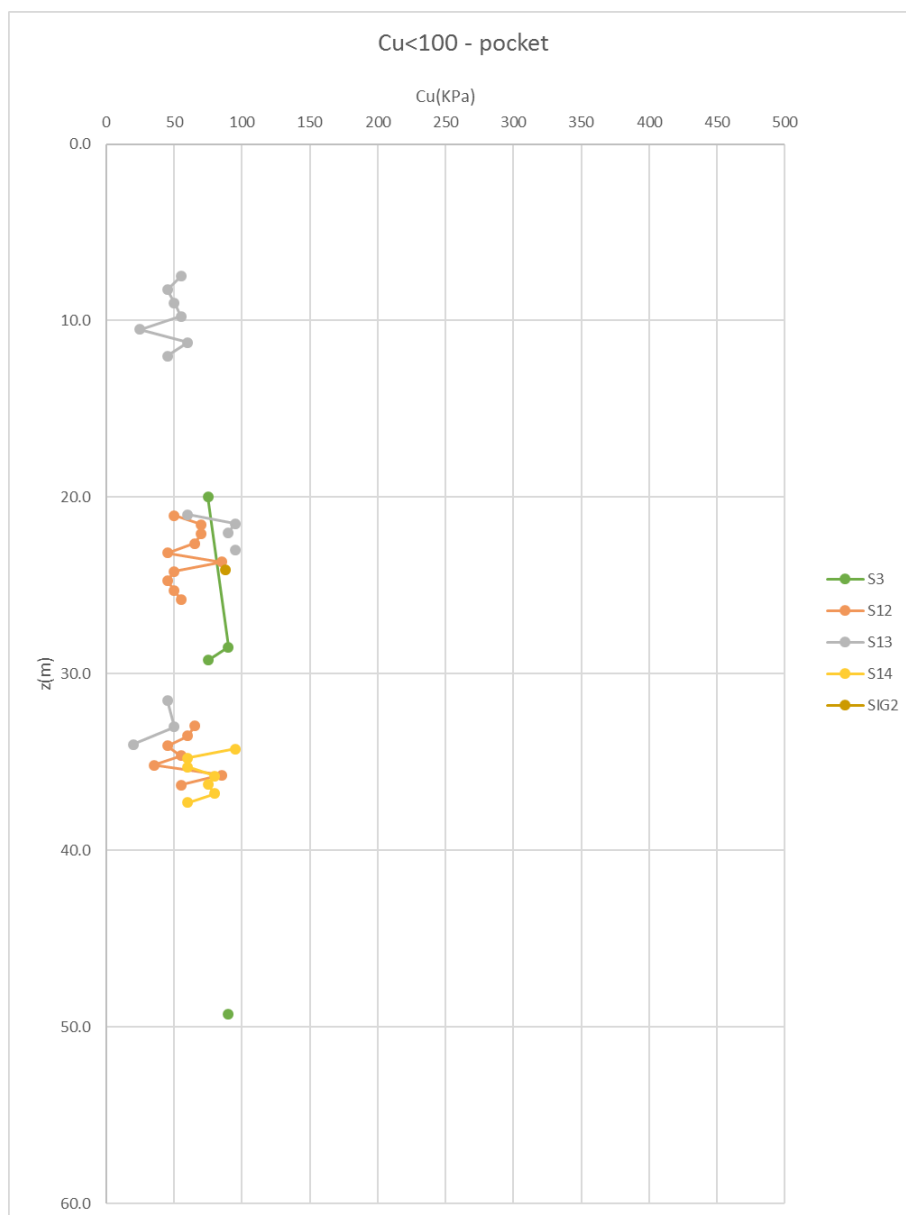


Figura 58 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu<100 – Profilo 1

Il valore di Cu assunto per i terreni in esame può essere preso pari al minimo (si evidenzia infatti la presenza di livelli deboli di limi e argille in tutti i punti di campionamento) ovvero 50 kPa (considerando i valori ricavati dal pocket penetrometer).

2.4.1.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 1

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 61 – Esito delle prove di taglio diretto

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(KPa)	ϕ (°)
S13	8.4	41	17

I valori di resistenza in termini di sforzi efficaci sono assunti pari a quelli riportati nella tabella per il livello a tale profondità, mentre per i rimanenti strati coesivi si adotteranno i valori di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.1.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 1

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
2	1	8.75	100	100	100	100
2	1	22	80	180	80	180
2	1	33	127	320	127	320

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 62 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 1

ESITO PROVE EDOMETRICHE					
sondaggio	z (m)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG2	24.6	16.3	13.25	11.75	19.57
S3	17.8	7.5	6.6	7.3	11
S13	8.7	6	5.8	7.5	10
S13	23.3	5.3	5.4	8.3	12
S14	23.4	-	-	20	18

Il modulo edometrico e la sua variabilità con la profondità risulta coerente con quanto determinato tramite la caratterizzazione geotecnica generale

2.4.1.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 63 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 1

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG2	24.6	19.9	1600	3000	0.47	0.40	0.26	3000	800	0.40	0.43	0.04
S3	17.8	19.4	3000	6500	0.48	0.39	0.27	6500	1600	0.39	0.42	0.06
S13	8.7	19.7	3000	6500	0.44	0.36	0.25	6500	1600	0.36	0.39	0.05
S13	23.3	19.6	3000	6500	0.44	0.36	0.24	6500	1600	0.36	0.38	0.04
S14	23.4	20.1	3000	6500	0.51	0.42	0.27	6500	1600	0.42	0.47	0.08

Il valore del coefficiente di compressione per tale allineamento risulta essere compreso tra 0.24 e 0.27, mentre il coefficiente di rigonfiamento è compreso nel range di 0.04 e 0.08.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 64 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 1

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	Indice di ricomprensione C_α
SIG2	24.6	19.9	0.003
S3	17.8	19.4	0.010
S13	8.7	19.7	0.009
S13	23.3	19.6	0.009
S14	23.4	20.1	0.004

Il valore del coefficiente di ricomprensione nel caso del profilo in esame risulta essere compreso tra 0.003 e 0.010, quindi molto basso.

2.4.1.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 1

La stratigrafia di riferimento per il profilo 1 presente tutte e tre le formazioni caratterizzate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si ottengono valori di densità relativa del tutto simili a quelli della caratterizzazione geotecnica generale, infatti il terreno risulta addensato. A seguito dell'applicazione delle correlazioni di Bolton (1986) e Schmertmann (1977) si ottengono range di angoli di attrito compresi tra 34° e 45°, si assume dunque un valore coerente con la caratterizzazione generale, ovvero pari a 38°. Per quanto riguarda la deformabilità del materiale, a seguito dell'analisi delle indagini MASW riferite al Profilo 1, si evidenziano valori di velocità delle onde di taglio comprese tra 350 e 500 m/s, quindi si ottengono moduli elastici tra gli 80 e 120 MPa.

La formazione UG2A associata al profilo 1 vede materiale prevalentemente addensato con valori di D_r compresi tra 0.50 e 0.60; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito dove il valore minimo dei range ottenuti si attesta su 36°. Il modulo elastico, valutato tramite lo studio delle prove DH e MASW permette di stabilire un aumento graduale con la profondità a partire dal valore di 70 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR che a 25 m di profondità può essere considerato pari a 2 e 3, che aumenta fino a 5 a 10 m da p.c.. Il valore di c_u si basa fondamentalmente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e conservativamente si adotta un valore di 50 kPa, questo a causa dell'evidenza di livelli di debolezza in tutti i punti di campionamento. Si sono inoltre ricavati i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci tramite una singola prova di taglio diretto realizzata sul campione S13 a basse profondità, che fornisce un valore di angolo di attrito di 17° e c' 41 kPa, per gli strati più profondi si adotteranno i parametri di riferimento della caratterizzazione geotecnica generale. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori identici a quelli della caratterizzazione generale. Si è inoltre effettuato uno studio dei valori dei coefficienti di compressione, rigonfiamento e ricomprensione ricavati dalle indagini afferenti al profilo 1, tali valori risultano essere rispettivamente, per il coefficiente di compressione compreso tra 0.24 e 0.27, per il coefficiente di rigonfiamento tra 0.04 e 0.08 e per il coefficiente di ricomprensione tra 0.003 e 0.010.

2.4.1.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 1

Tabella 65 – Parametri caratteristici – Profilo 1

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	50-95	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	17	41	90	80	5-15	0.25-0.26	0.05	0.0065

2.4.2. Caratterizzazione geotecnica profilo 2

2.4.2.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 66 – Modello geotecnico per arginature di separazione dei due comparti (tipo 1)

P.C. medio +139,50	
Profondità in m da	Unità Geotecnica

P.C.	
0 ÷ 6,0	UG1A/UG2A
6,0 ÷ 8,0	UG2A
8,0 ÷ 9,0	UG2B
9,0 ÷ 17,5	UG2A
17,5 ÷ 27,0	UG2B
27,0 ÷ 40,0	UG2A

Tabella 67 – Modello geotecnico per manufatto A e B

P.C. medio +136,50	
Profondità in m da P.C.	Unità Geotecnica
0 ÷ 3,0	UG1A
3,0 ÷ 5,5	UG2B
5,5 ÷ 16,5	UG2A
16,5 ÷ 25,0	UG2B
25,0 ÷ 40,0	UG2A

2.4.2.2. Sondaggi associati al Profilo 2

Profilo	Sondaggi/indagini
2	SMC5
2	DPSH9
2	SG
2	S2PG
2	S7

2.4.2.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 2

2.4.2.3.1. Densità relativa UG1A – Profilo 2

Tabella 68 – Densità relativa UG1A – Profilo 2

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
S7	3	30	19	37	addensato	15	0.52

Il numero di sondaggi da cui è possibile ottenere il valore di densità relativa è molto esiguo, pertanto si adotteranno i valori di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.2.3.2. Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 2

Tabella 69 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 2

ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ - Schmertmann (1977)
34	38

Il numero di sondaggi da cui è possibile ottenere il valore di angolo di attrito è molto esiguo, pertanto si adotteranno i valori di caratterizzazione geotecnica generale, nonostante questo il valore ricavato dalla correlazione di Schmertmann fornisce un angolo pari a 38° e quindi conforme alla caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.2.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 2

Tabella 70 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 2

Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G₀ (MPa)	E₀ (MPa)	E' (MPa)
218	97	242	24

Tabella 71 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 2

Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G₀ (MPa)	E₀ (MPa)	E' (MPa)
185	70	174	17

Anche per quanto riguarda la deformabilità del terreno in esame si può affermare che il numero di prove è esiguo e non vi sono prove sismiche in situ tali da garantire una corretta valutazione del modulo elastico, quindi si adotteranno i parametri della caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.2.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 2

2.4.2.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 2

Tabella 72 – Densità relativa UG2A- Profilo 2

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N_{SPT} (n°)	N₁₆₀	Stato di addensamento	N_{SPT(78%)}	Dr
S7	7.1	71	6	7	medio-sciolto	5	0.24
S7	10.1	101	56	56	addensato	43	0.65
S7	12.1	121	73	66	addensato	56	0.71
S7	21	210	18	12	medio-sciolto	14	0.31
S7	25	250	34	20	medio-sciolto	26	0.40
S2_PG	6.1	61	24	32	addensato	18	0.48
S2_PG	12.1	121	43	39	addensato	33	0.55
S2_PG	16.6	166	49	37	addensato	38	0.54
S2_PG	30	300	100	54	addensato	77	0.67

Il valore di densità relativa indica un terreno addensato con alcuni livelli medio-sciolti, il valore di Dr risulta essere mediamente circa pari a 0.50.

2.4.2.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 2

Tabella 73 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 2

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton (1986)}$	$\phi - \text{Schmertmann (1977)}$
S7	7.1	35	34
S7	10.1	37	39
S7	12.1	37	40
S7	21	35	35
S7	25	36	36
S2_PG	6.1	36	37
S2_PG	12.1	36	38
S2_PG	16.6	36	38
S2_PG	30	37	39

Il valore minimo dell'angolo di attrito estratto dalle formulazioni di Bolton e Schmertmann per i sondaggi in esame è pari a circa 36°, quindi conforme al valore di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.2.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 2

Tabella 74 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 2

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S7	7.1	211	90	226	23
S7	10.1	332	224	561	56
S7	12.1	360	264	659	66
S7	21	314	201	503	50
S7	25	363	268	670	67
S2_PG	6.1	260	138	345	34
S2_PG	12.1	328	220	549	55
S2_PG	16.6	357	260	649	65
S2_PG	30	453	418	1044	104

Tabella 75 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 2

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S7	7.1	171	59	148	15
S7	10.1	313	200	500	50
S7	12.1	343	240	600	60
S7	21	261	139	348	35
S7	25	314	201	502	50
S2_PG	6.1	236	114	284	28
S2_PG	12.1	301	184	461	46
S2_PG	16.6	325	215	537	54

S2_PG	30	422	362	906	91
-------	----	-----	-----	-----	----

Il valore di modulo elastico può essere unicamente determinato tramite le formulazioni empiriche di Ohta & Goto (1978) e di Yoshida et al. (1988), come mostrato precedentemente tali valori sottostimano quelli rilevati nelle sismiche, ma i valori massimi calcolati dai valori contenuti nelle tabelle precedenti forniscono un modulo elastico di circa 70 MPa, corrispondenti al valore minimo considerato nella caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.2.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 2

2.4.2.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 2

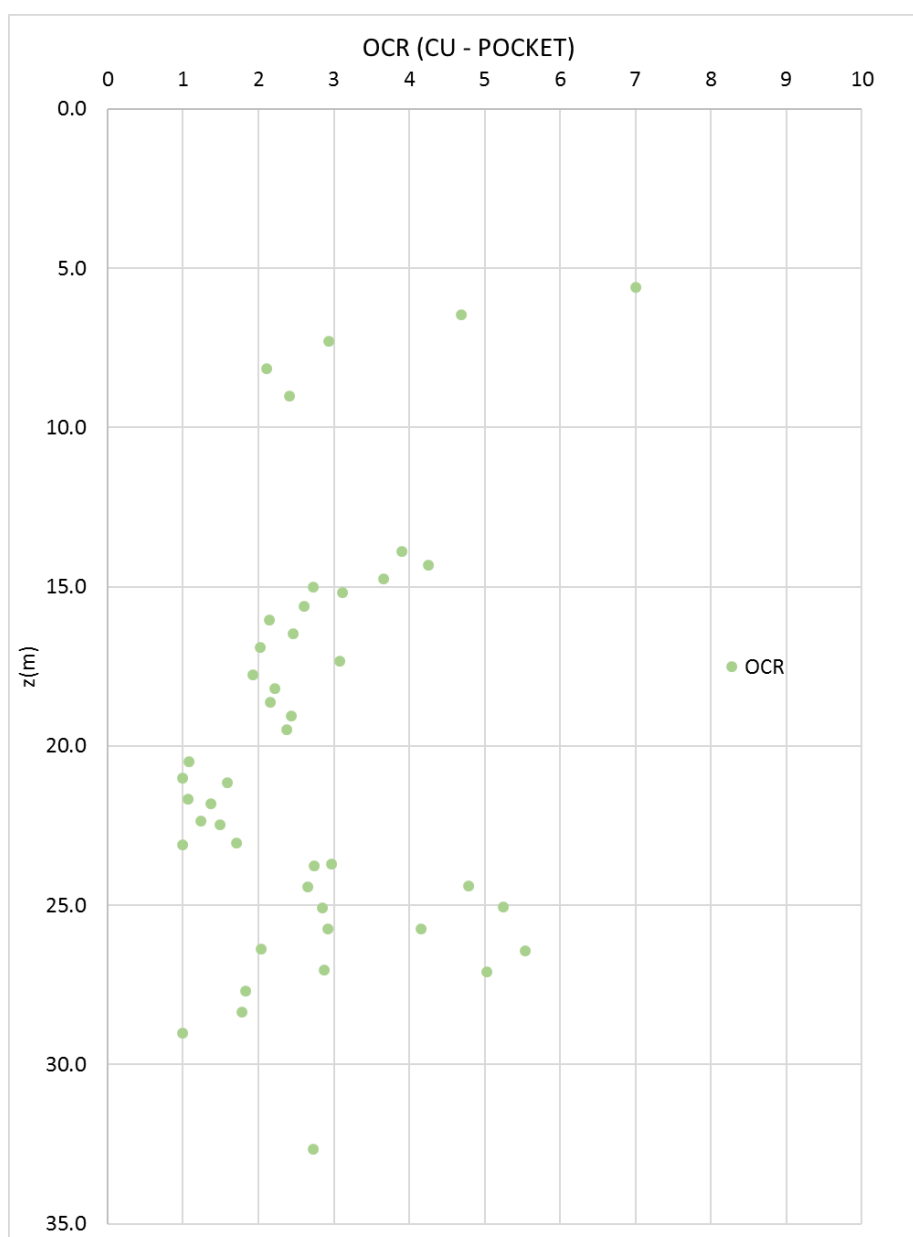


Figura 59 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 2

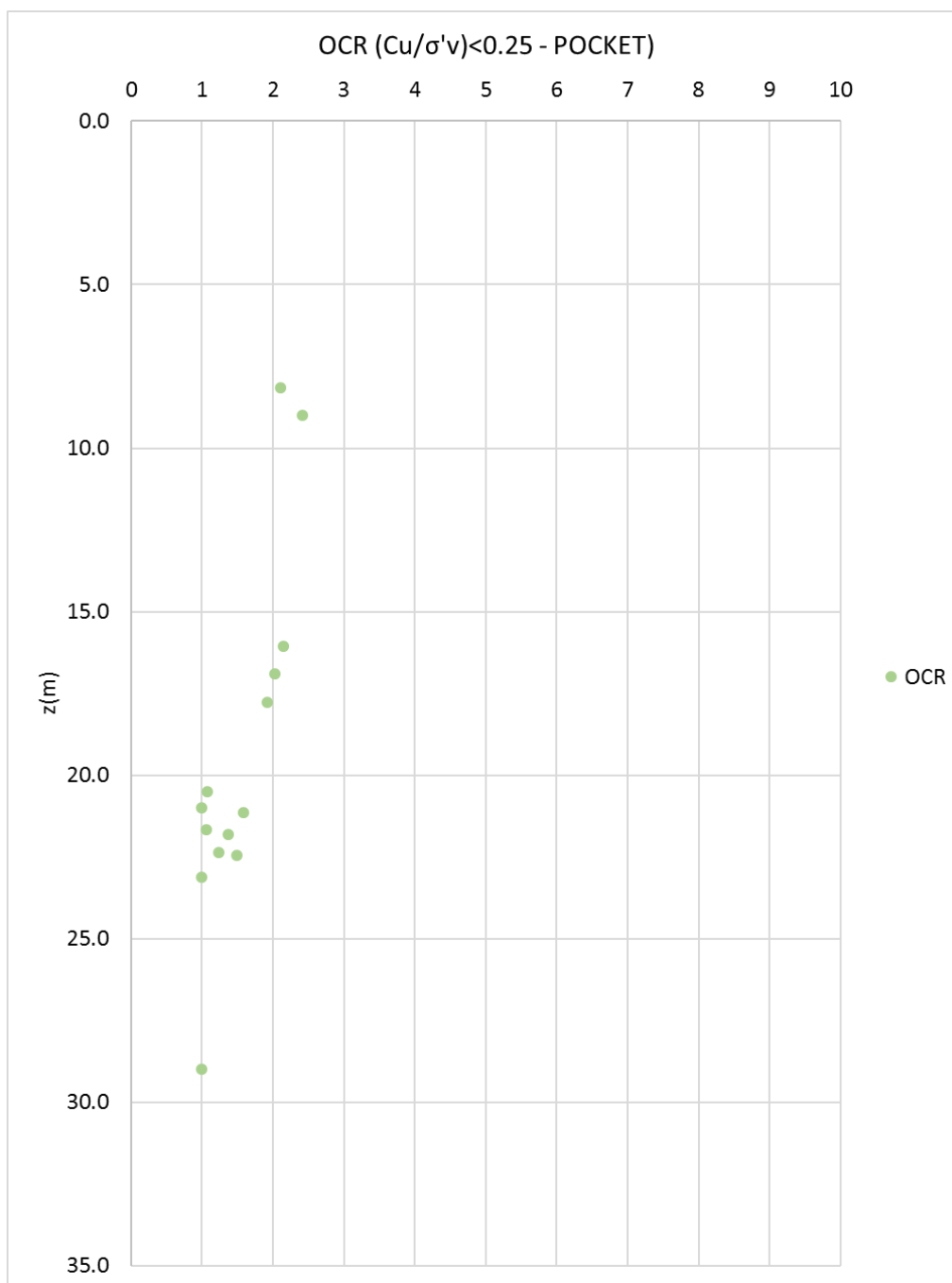


Figura 60 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 2

Tabella 76 – OCR determinati da prove edometriche

z (m)	OCR	C' (KPa)	fi
6	4	5	25
15	2	0	24
20.7	2		

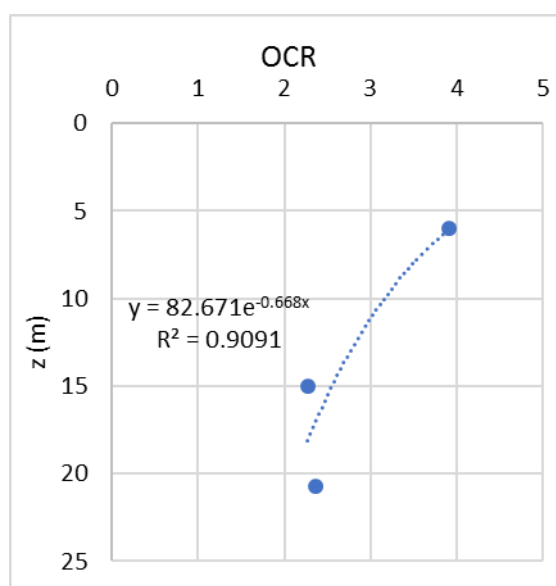


Figura 61 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche

Il valore di OCR, mediando i valori ottenuti dai vari approcci mostrati, può essere considerato pari a circa 2 per gli strati maggiormente profondi, mentre per una profondità di 5 m il valore di OCR è imposto pari a 4.

2.4.2.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 2

Si riportano i valori di c_u ottenuti tramite l'interpretazione delle prove SPT, per mezzo della teoria di Stroud (1974).

Tabella 77 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove SPT UG2B – Profilo 2

sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	C_u (kPa) da Stroud (1974)
S7	7	70	18	99

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 78 – Valori di resistenza non drenata ricavati da Pocket Penetrometer UG2B – Profilo 2

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)			Cu(kPa)
S2PG	20,5-29	1.25	20.5	0.65	62.5
		1.75	21.2		87.5
		1.6	21.8		80
		1.75	22.5		87.5
		1.25	23.1		62.5
		3	23.8		150
		3	24.4		150
		3.25	25.1		162.5
		4.5	25.7		225
		2.6	26.4		130
		3.5	27.0		175
		2.5	27.7		125
		2.5	28.3		125
		1.25	29.0		62.5
		4	32.7		200
S7	5,6-9	2	5.6	0.85	100
		1.6	6.5		80
		1.2	7.3		60
		1	8.2		50
		1.2	9.0		60
	15	2	15.0		100
	21-27,1	1.2	21.0	0.68	60
		1.3	21.7		65
		1.5	22.4		75
		2	23.0		100
		3.2	23.7		160
		4.8	24.4		240
		5.3	25.1		265
		3.4	25.7		170
		5.8	26.4		290
		5.5	27.1		275
SMC5	13,9-19,5	2.5	13.9	0.43	125
		2.75	14.3		137.5
		2.5	14.8		125
		2.25	15.2		112.5
		2	15.6		100
		1.75	16.1		87.5
		2	16.5		100
		1.75	16.9		87.5
		2.5	17.3		125
		1.75	17.8		87.5
		2	18.2		100
		2	18.6		100
		2.25	19.1		112.5
		2.25	19.5		112.5

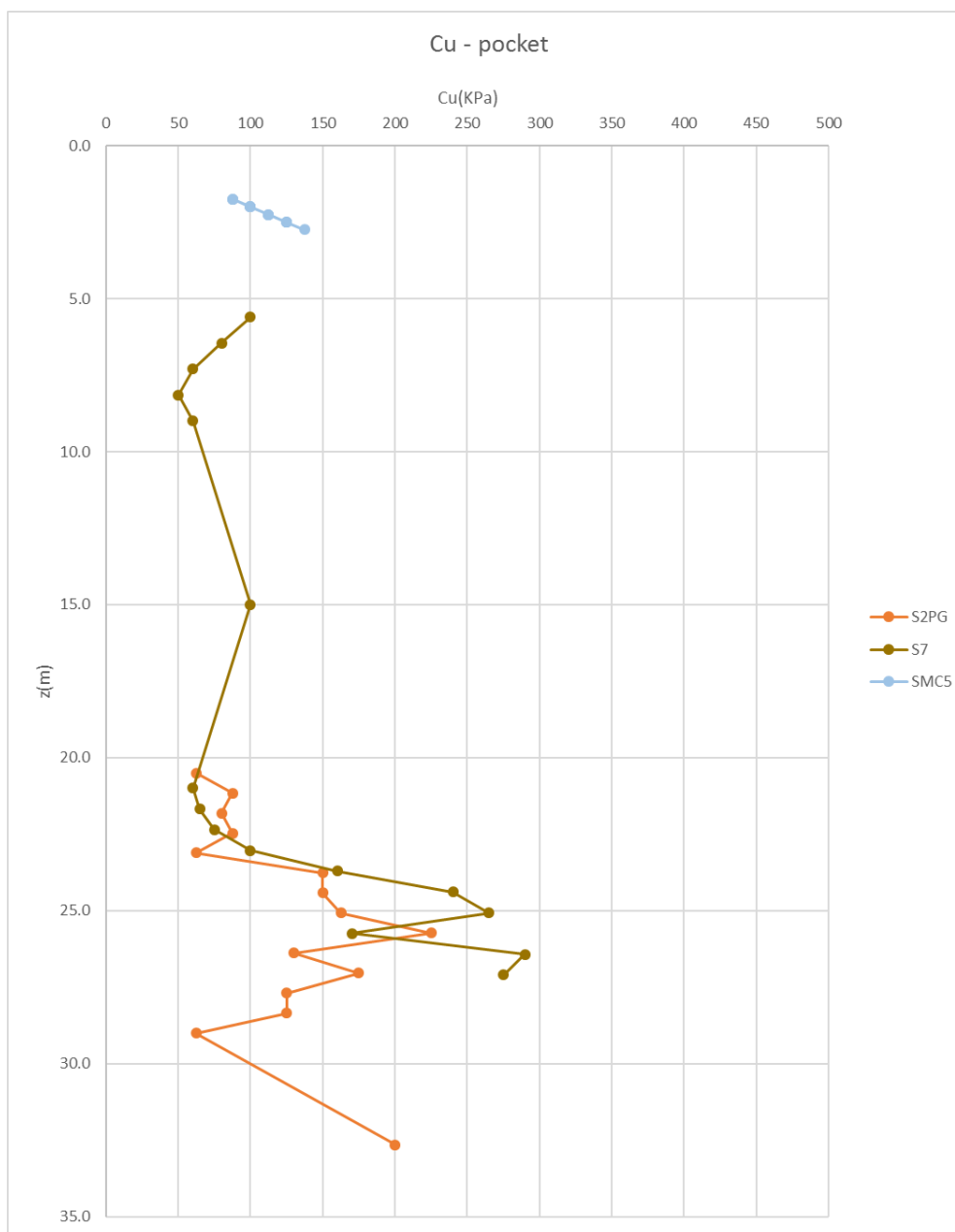


Figura 62 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 2

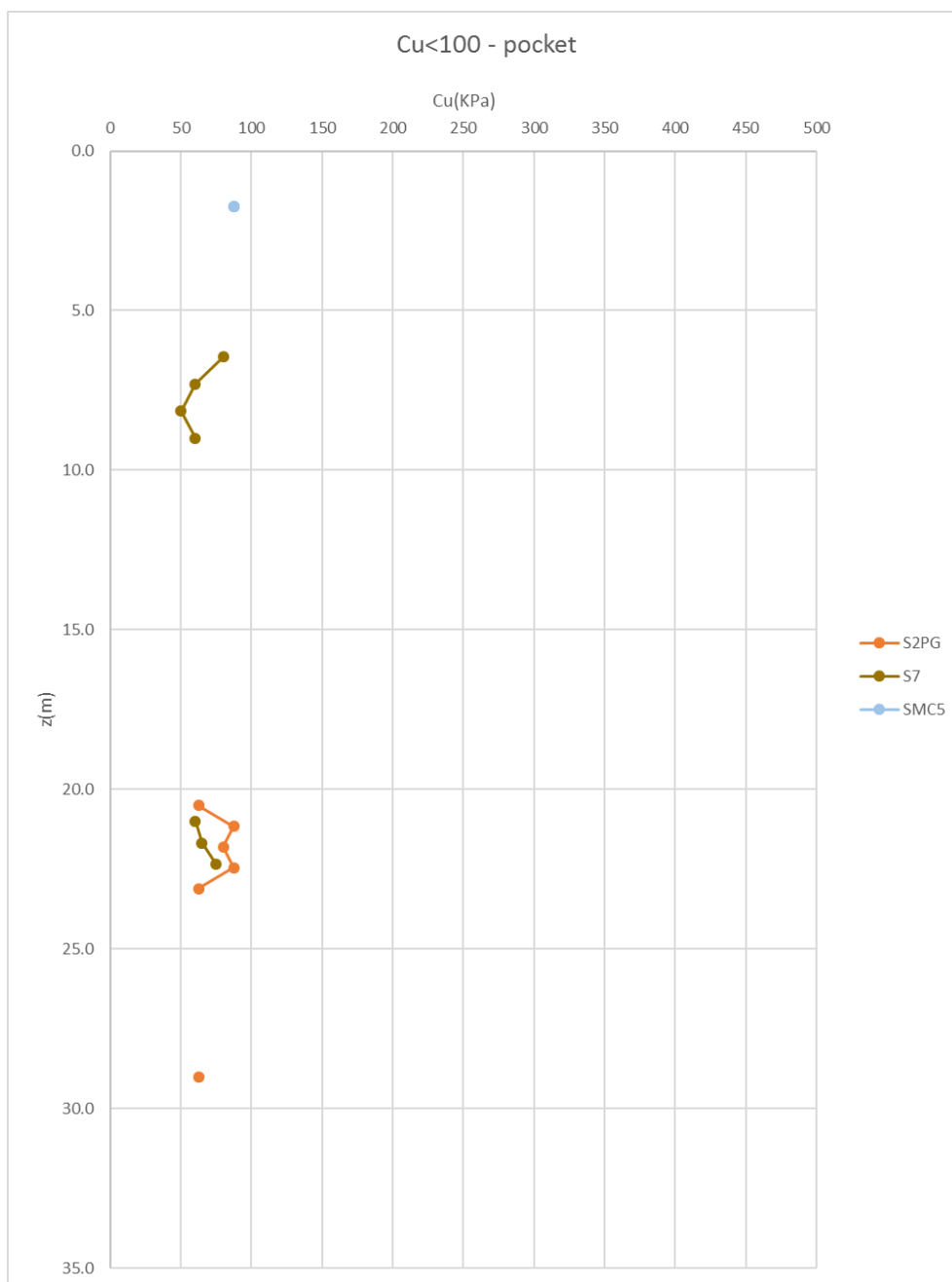


Figura 63 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu<100 – Profilo 2

Si evince la presenza di livelli deboli in cui il valore minimo di Cu è ipotizzato essere pari a 50 kPa, in corrispondenza delle profondità 7.5 m e 22.5 m

2.4.2.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 2

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci. Il valore di angolo di attrito è pari a quello valutato nella caratterizzazione geotecnica generale, mentre la coesione è inferiore e imposta pari a 5 kPa.

Tabella 79 – Esito delle prove di taglio diretto

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(KPa)	ϕ (°)
S7	6	5	25
S7	15	0	24

2.4.2.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 2

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
1	2	8.5	100	100	100	100
1	2	22	80	180	80	180

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 80 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 1

ESITO PROVE EDOMETRICHE					
sondaggio	z (m)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
S7	6	3.5	4.4	6.3	10
S7	15	10	8.8	9.2	14
S7	20.7	7.6	6.2	7.8	11

Le prove edometriche mostrano valori conformi a quanto valutato nella caratterizzazione geotecnica generale, ovvero compresi tra 5 e 15 MPa.

2.4.2.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 2

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 81 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 2

sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s	e_0	H_0 (mm)	ΔH (mm)
S7	6	19.2	3000	6500	0.55	0.46	0.26	6500	1600	0.46	0.48	0.04	0.84	20	0.05
S7	15	19.9	3000	6500	0.55	0.48	0.19	6500	1600	0.48	0.52	0.05	0.73	20	0.05
S7	20.7	19.7	3000	6500	0.46	0.36	0.29	6500	1600	0.36	0.40	0.06	0.8	20	0.05

Il valore di C_c è compreso tra 0.19 e 0.29, mentre il valore di C_s risulta essere compreso tra 0.04 e 0.06.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 82 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 2

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	e_0	H_0 (mm)	ΔH (mm)	Indice di ricompressione C_α
S7	6	19.2	0.84	20	0.05	0.010
S7	15	19.9	0.73	20	0.05	0.009
S7	20.7	19.7	0.8	20	0.05	0.009

Il coefficiente di compressione secondaria risulta essere circa pari a 0.009.

2.4.2.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 2

La stratigrafia di riferimento per il profilo 2 presente tutte e tre le formazioni caratterizzate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, a seguito del fatto che il numero di sondaggi è molto esigui, si adottano i valori di densità relativa della caratterizzazione geotecnica generale, infatti si assume un valore di angolo di attrito pari a 38°. Anche per quanto riguarda la deformabilità del materiale vale il medesimo approccio.

La formazione UG2A associata al profilo 2 vede materiale prevalentemente addensato e la presenza di livelli medio-sciolti, con valori di D_r mediamente pari 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito dove il valore minimo dei range ottenuti si attesta su 36°. Il valore medio del modulo elastico, valutato unicamente tramite le correlazioni empiriche di Ohta & Goto (1978) e Yoshida et al. (1988), risulta essere sottostimato da tali formulazioni empiriche, pertanto si attesta sul valor minimo della caratterizzazione geotecnica generale.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR variabile da 2 a circa 20 m di profondità a 5 per gli strati maggiormente superficiali. Il valore di C_u si basa esclusivamente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e conservativamente si adotta un valore di 50 kPa per gli strati segnalati come deboli, che si trovano a 7.50 e 22.50 m di profondità rispettivamente. Si sono inoltre ricavati i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci tramite due prove di taglio diretto realizzate sul campione S7 a 6 e 15 m di profondità, che fornisce un valore di angolo di attrito di 25° e c' 5 kPa, per gli strati più profondi si adotteranno i parametri di riferimento della caratterizzazione geotecnica generale. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori identici a quelli della caratterizzazione generale. Si è inoltre effettuato uno studio dei valori dei coefficienti di compressione, rigonfiamento e ricompressione ricavati dalle indagini afferenti al profilo 2, tali valori risultano essere rispettivamente, per il coefficiente di compressione compreso tra 0.19 e 0.29, per il coefficiente di rigonfiamento tra 0.04 e 0.06 e per il coefficiente di ricompressione pari a 0.009.

2.4.2.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 2

Tabella 83 – Parametri caratteristici – Profilo 2

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	50-80	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	5	90	80	5-15	0.25-0.26	0.04-0.05	0.009

2.4.3. Caratterizzazione geotecnica profilo 3

2.4.3.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 84 – Modello geotecnico Argine Ovest comparto 2 (sezione tipo 7)

P.C. variabile da +140,0 a +132,5			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	5,5	UG1A
5,5	÷	8,0	UG2A
8,0	÷	9,5	UG2B
9,5	÷	19,5	UG2A
19,5	÷	37,0	UG2B
37,0	÷	45,0	UG2A

2.4.3.2. Sondaggi associati al Profilo 3

Profilo	Sondaggi/indagini
3	S5
3	DPSH4
3	SC
3	S1PG
3	SMC4
3	S6
3	DPSH3
3	SD
3	S4
3	S1
3	S17
3	SB
3	S18
3	MASW23
3	MASW24
3	MASW25
3	MASW26
3	MASW27
3	S14

2.4.3.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 3

2.4.3.3.1. *Densità relativa UG1A – Profilo 3*

Tabella 85 – Densità relativa UG1A – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
SIG1	1.5	15	88	100	addensato	68	1.32
SIG1	3	30	100	100	addensato	77	1.18
SIG1	4.7	47	100	100	addensato	77	1.06
S1	3	30	32	63	addensato	25	0.67
S2	3	30	4	8	medio-sciolto	3	0.23
S4	3	30	17	33	addensato	13	0.49
S5	3	30	100	100	addensato	77	1.18
S6	3	30	100	100	addensato	77	1.18
S7	3	30	19	37	addensato	15	0.52
S14	3	30	67	100	addensato	52	0.97

Il valore di densità relativa evidenzia la presenza di terreno addensato, con Dr molto prossimo a 1.00.

2.4.3.3.2. Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 3

Tabella 86 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi - \text{Schmertmann}$ (1977)
SIG1	1.5	37	47
SIG1	3	37	45
SIG1	4.7	36	44
S1	3	35	39
S2	3	33	34
S4	3	34	37
S5	3	37	45
S6	3	37	45
S7	3	34	38
S14	3	36	43

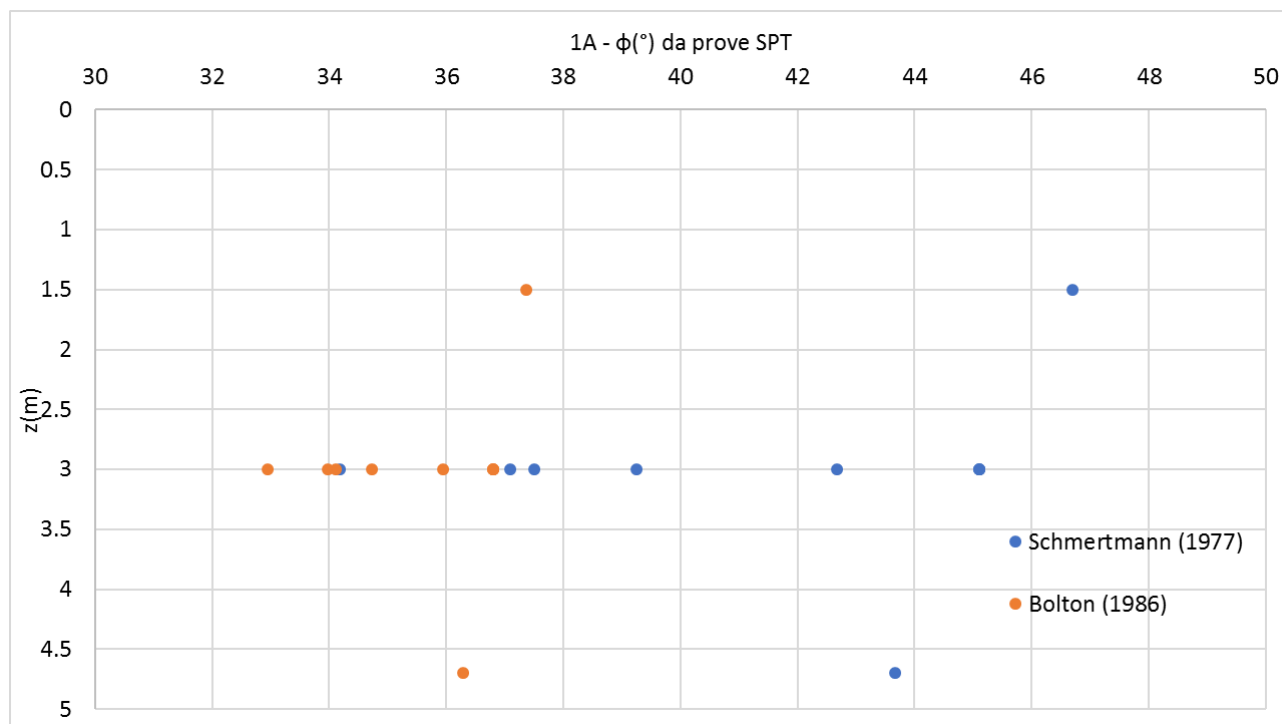


Figura 64 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 3

Il valore minimo di angolo di attrito ottenuto dalle tabelle precedenti conferma quello ottenuto nella caratterizzazione geotecnica generale, quindi un valore di angolo di attrito pari a 38° .

2.4.3.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 3

Tabella 87 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	V_s (m/s) – Ohta & Goto (1978)	G_0 (Mpa)	E_0 (Mpa)	E' (Mpa)
SIG1	1.5	248	126	314	31

SIG1	3	290	172	429	43
SIG1	4.7	316	204	510	51
S1	3	238	116	289	29
S2	3	166	56	141	14
S4	3	214	93	233	23
S5	3	290	172	429	43
S6	3	290	172	429	43
S7	3	218	97	242	24
S14	3	271	149	374	37

Tabella 88 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) – da Yoshida et al. (1988)	γ	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
SIG1	1.5	246	20	123	309	31
SIG1	3	280	20	160	400	40
SIG1	4.7	298	20	181	453	45
S1	3	211	20	90	226	23
S2	3	125	20	32	80	8
S4	3	180	20	66	165	16
S5	3	280	20	160	400	40
S6	3	280	20	160	400	40
S7	3	185	20	70	174	17
S14	3	253	20	131	327	33

Tabella 89 – Deformabilità da prove sismiche MASW – Profilo 3

MASW	profondità media (m)	prof. da (m):	prof. a (m):	Vs (m/s)	G ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
MASW17	10	2	18	500	500	125
MASW20	10	3	17	500	500	125
MASW23	6	1	11	400	320	80
MASW27	7.5	5	10	550	605	151

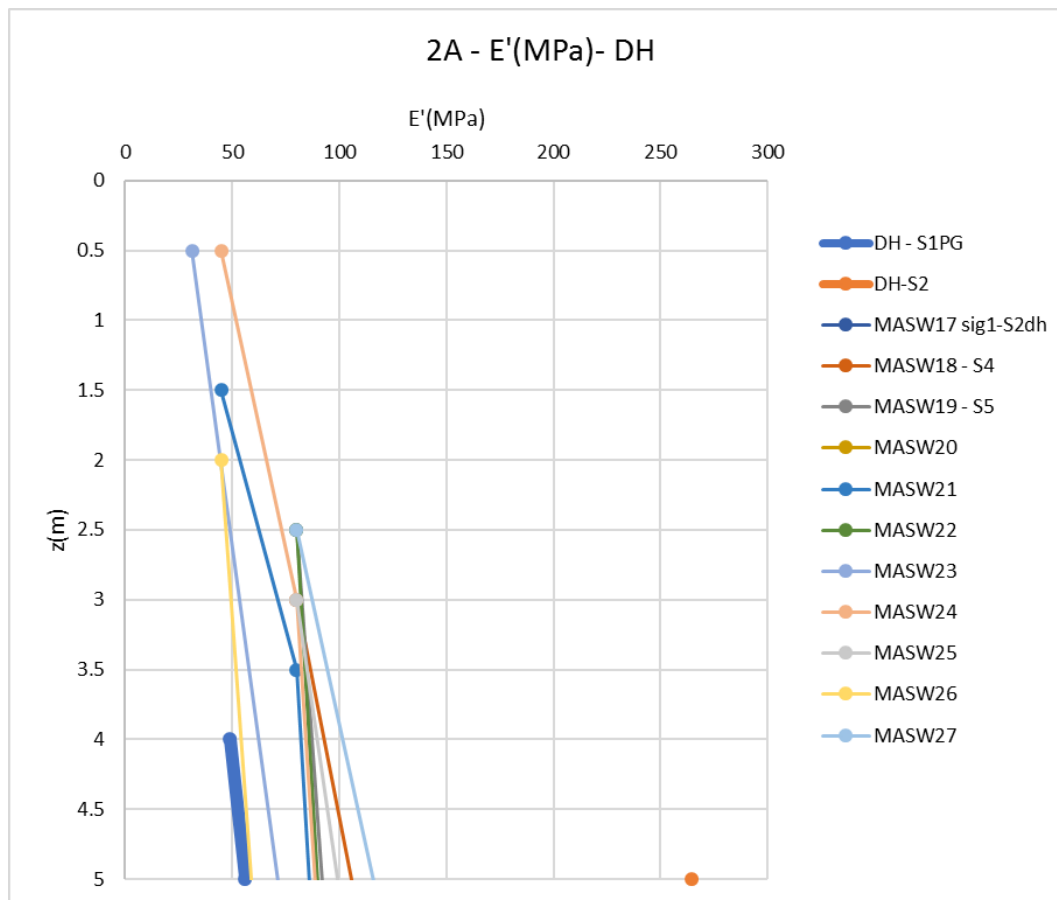


Figura 65 – Distribuzione delle Vs (m/s) con la profondità UG1A – Profilo 3

Il valore di modulo elastico per il terreno in esame è assunto pari al valore di caratterizzazione geotecnica generale, poiché le MASW mostrano valori minimi di 80 MPa e massimi di 150 MPa.

2.4.3.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 3

2.4.3.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 3

Tabella 90 – Densità relativa UG2A- Profilo 3

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	Dr
SIG1	6.32	63.2	100	100	addensato	0.98
SIG1	8	80	100	100	addensato	0.93
SIG1	9.5	95	39	40	addensato	0.55
SIG1	11.4	114	69	64	addensato	0.70
SIG1	13	130	100	86	addensato	0.82
SIG1	14.7	147	55	44	addensato	0.59
SIG1	16.2	162	100	76	addensato	0.78
SIG1	19.5	195	62	43	addensato	0.58

SIG1	22.5	225	77	49	addensato	0.63
SIG1	24	240	62	38	addensato	0.56
SIG1	26	260	49	29	addensato	0.48
SIG1	28.1	281	58	33	addensato	0.52
SIG1	38	380	47	22	medio-sciolto	0.43
S1	7	70	17	21	medio-sciolto	0.39
S1	10	100	24	24	medio-sciolto	0.42
S1	12	120	100	90	addensato	0.84
S1	21	210	78	51	addensato	0.64
S1	24	240	90	55	addensato	0.67
S2	7	70	57	70	addensato	0.72
S2	10	100	100	100	addensato	0.88
S2	12	120	100	90	addensato	0.84
S2	21	210	78	51	addensato	0.64
S2	27	270	80	46	addensato	0.61
S4	7	70	9	11	medio-sciolto	0.29
S4	10	100	27	27	addensato	0.46
S4	12.5	125	70	62	addensato	0.69
S4	21	210	58	38	addensato	0.56
S4	25	250	100	60	addensato	0.70
S5	7	70	21	26	addensato	0.44
S5	10	100	100	100	addensato	0.88
S5	12	120	82	74	addensato	0.76
S5	21	210	64	42	addensato	0.58
S5	25.5	255	71	42	addensato	0.59
S6	7	70	88	100	addensato	0.90
S6	10.4	104	12	12	medio-sciolto	0.30
S6	12	120	35	32	addensato	0.50
S6	21	210	63	42	addensato	0.57
S6	25	250	71	43	addensato	0.59
S7	7.1	71	6	7	medio-sciolto	0.24
S7	10.1	101	56	56	addensato	0.65
S7	12.1	121	73	66	addensato	0.71
S7	21	210	18	12	medio-sciolto	0.31
S7	25	250	34	20	medio-sciolto	0.40
S14	7	70	24	29	addensato	0.46
S14	10	100	50	50	addensato	0.61
S14	12	120	62	56	addensato	0.66
S14	21	210	100	66	addensato	0.73
S14	25	250	17	10	medio-sciolto	0.29
S2_PG	6.1	61	24	32	addensato	0.48
S2_PG	12.1	121	43	39	addensato	0.55
S2_PG	16.6	166	49	37	addensato	0.54

S2_PG	30	300	100	54	addensato	0.67
-------	----	-----	-----	----	-----------	------

La densità relativa risulta essere conforme a quella calcolata per la caratterizzazione geotecnica generale con valore medio circa pari a 0.60.

2.4.3.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 3

Tabella 91 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	ϕ - Schmertmann (1977)	ϕ - Schmertmann (1977)
SIG1	6.32	38	43
SIG1	8	38	42
SIG1	9.5	36	38
SIG1	11.4	37	40
SIG1	13	37	41
SIG1	14.7	36	38
SIG1	16.2	37	40
SIG1	19.5	36	38
SIG1	22.5	37	39
SIG1	24	36	38
SIG1	26	36	37
SIG1	28.1	36	37
SIG1	38	36	36
S1	7	36	36
S1	10	36	36
S1	12	37	41
S1	21	37	39
S1	24	37	39
S2	7	37	40
S2	10	38	42
S2	12	37	41
S2	21	37	39
S2	27	36	39
S4	7	35	35
S4	10	36	37
S4	12.5	37	39
S4	21	36	38
S4	25	37	40
S5	7	36	37
S5	10	38	42
S5	12	37	40
S5	21	36	38
S5	25.5	36	38
S6	7	38	42

S6	10.4	35	35
S6	12	36	37
S6	21	36	38
S6	25	36	38
S7	7.1	35	34
S7	10.1	37	39
S7	12.1	37	40
S7	21	35	35
S7	25	36	36
S14	7	36	37
S14	10	36	39
S14	12	37	39
S14	21	37	40
S14	25	35	35
S2_PG	6.1	37	37
S2_PG	12.1	38	38
S2_PG	16.6	38	38
S2_PG	30	39	39

L'angolo di attrito minimo calcolato a partire dai valori riassunti in precedenza è pari a 36°, quindi pari al valore calcolato nella caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.3.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 3

Tabella 92 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) – Ohta & Goto (1978)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
SIG1	6.32	335	229	572	57
SIG1	8	351	251	627	63
SIG1	9.5	308	193	484	48
SIG1	11.4	352	253	632	63
SIG1	13	385	302	756	76
SIG1	14.7	356	258	645	64
SIG1	16.2	402	329	823	82
SIG1	19.5	383	300	749	75
SIG1	22.5	409	341	853	85
SIG1	24	399	325	812	81
SIG1	26	389	309	772	77
SIG1	28.1	407	337	843	84
SIG1	38	416	352	881	88
S1	7	252	129	322	32
S1	10	286	167	417	42
S1	12	379	293	733	73

S1	21	405	334	835	83
S1	24	426	369	924	92
S2	7	310	196	490	49
S2	10	366	273	683	68
S2	12	379	293	733	73
S2	21	405	334	835	83
S2	27	427	371	928	93
S4	7	225	104	259	26
S4	10	292	174	434	43
S4	12.5	359	263	658	66
S4	21	384	301	753	75
S4	25	437	389	973	97
S5	7	261	139	347	35
S5	10	366	273	683	68
S5	12	366	274	684	68
S5	21	391	312	780	78
S5	25.5	413	348	871	87
S6	7	334	228	570	57
S6	10.4	256	133	333	33
S6	12	316	204	510	51
S6	21	390	310	775	78
S6	25	412	346	864	86
S7	7.1	211	90	226	23
S7	10.1	332	224	561	56
S7	12.1	360	264	659	66
S7	21	314	201	503	50
S7	25	363	268	670	67
S14	7	267	145	363	36
S14	10	325	215	537	54
S14	12	349	248	621	62
S14	21	422	364	910	91
S14	25	322	211	527	53
S2_PG	6.1	405.5	335	838	84
S2_PG	12.1	511.9	534	1336	134
S2_PG	16.6	556.5	631	1579	158
S2_PG	30	705.8	1016	2539	254

Tabella 93 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 3

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) – da Yoshida et al. (1988)	γ	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
SIG1	6.32	339	20	234	586	59
SIG1	8	350	20	250	626	63

SIG1	9.5	284	20	164	410	41
SIG1	11.4	336	20	230	574	57
SIG1	13	375	20	287	717	72
SIG1	14.7	329	20	220	550	55
SIG1	16.2	387	20	305	763	76
SIG1	19.5	352	20	253	632	63
SIG1	22.5	379	20	293	734	73
SIG1	24	363	20	268	670	67
SIG1	26	346	20	244	609	61
SIG1	28.1	365	20	271	678	68
SIG1	38	361	20	265	664	66
S1	7	221	20	99	249	25
S1	10	253	20	131	326	33
S1	12	371	20	280	701	70
S1	21	377	20	290	724	72
S1	24	398	20	323	808	81
S2	7	299	20	182	455	46
S2	10	362	20	266	666	67
S2	12	371	20	280	701	70
S2	21	377	20	290	724	72
S2	27	393	20	315	787	79
S4	7	188	20	72	181	18
S4	10	261	20	138	346	35
S4	12.5	341	20	237	593	59
S4	21	350	20	250	625	62
S4	25	411	20	344	861	86
S5	7	233	20	111	276	28
S5	10	362	20	266	666	67
S5	12	353	20	254	635	63
S5	21	359	20	262	656	66
S5	25.5	378	20	292	730	73
S6	7	333	20	226	566	57
S6	10.4	214	20	93	233	23
S6	12	285	20	166	415	41
S6	21	357	20	260	651	65
S6	25	377	20	290	726	73
S7	7.1	171	20	59	148	15
S7	10.1	313	20	200	500	50
S7	12.1	343	20	240	600	60
S7	21	261	20	139	348	35
S7	25	314	20	201	502	50
S14	7	241	20	118	295	30
S14	10	304	20	188	471	47

S14	12	329	20	221	552	55
S14	21	401	20	328	820	82
S14	25	264	20	142	355	36
S2_PG	6.1	236.1	20	114	284	28
S2_PG	12.1	300.7	20	184	461	46
S2_PG	16.6	324.7	20	215	537	54
S2_PG	30	421.6	20	362	906	91

Tabella 94 – Deformabilità da MASW UG2A – Profilo 3

MASW	profondità media (m)	prof. da (m):	prof. a (m):	Vs (m/s)	G0 (Mpa)	E' (Mpa)
MASW17	10	2	18	500	500	125
MASW17	22	18	26	550	605	151
MASW17	29	26	31	500	500	125
MASW17	36	31	40	700	980	245
MASW18	7	6	7	500	500	125
MASW18	9	7	11	350	245	61
MASW18	13	11	15	500	500	125
MASW18	20	15	25	600	720	180
MASW18	33	25	40	800	1280	320
MASW19	7	5	9	450	405	101
MASW19	20	9	30	500	500	125
MASW19	32	30	33	450	405	101
MASW19	35	33	36	500	500	125
MASW19	38	36	40	800	1280	320
MASW20	10	3	17	500	500	125
MASW20	20	17	23	400	320	80
MASW20	23	23	22	500	500	125
MASW20	27	22	31	600	720	180
MASW20	36	31	40	750	1125	281
MASW21	15	4	26	500	500	125
MASW21	33	26	40	800	1280	320
MASW22	8	5	11	450	405	101
MASW22	11.5	11	12	400	320	80
MASW22	14	12	16	450	405	101
MASW22	18.5	16	21	500	500	125
MASW22	30.5	21	40	600	720	180
MASW23	6	1	11	400	320	80
MASW23	14.25	11	17.5	500	500	125
MASW23	19.25	17.5	21	400	320	80
MASW23	30.5	21	40	600	720	180

MASW24	13.5	5	22	500	500	125
MASW24	24	22	26	600	720	180
MASW24	33	26	40	800	1280	320
MASW25	10.5	6	15	550	605	151
MASW25	22.5	15	30	600	720	180
MASW25	35	30	40	800	1280	320
MASW26	9.5	4	15	400	320	80
MASW26	18	15	21	550	605	151
MASW26	23	21	25	600	720	180
MASW26	32.5	25	40	800	1280	320
MASW27	7.5	5	10	550	605	151
MASW27	11	10	12	400	320	80
MASW27	16	12	20	550	605	151
MASW27	22.5	20	25	600	720	180
MASW27	32.5	25	40	800	1280	320

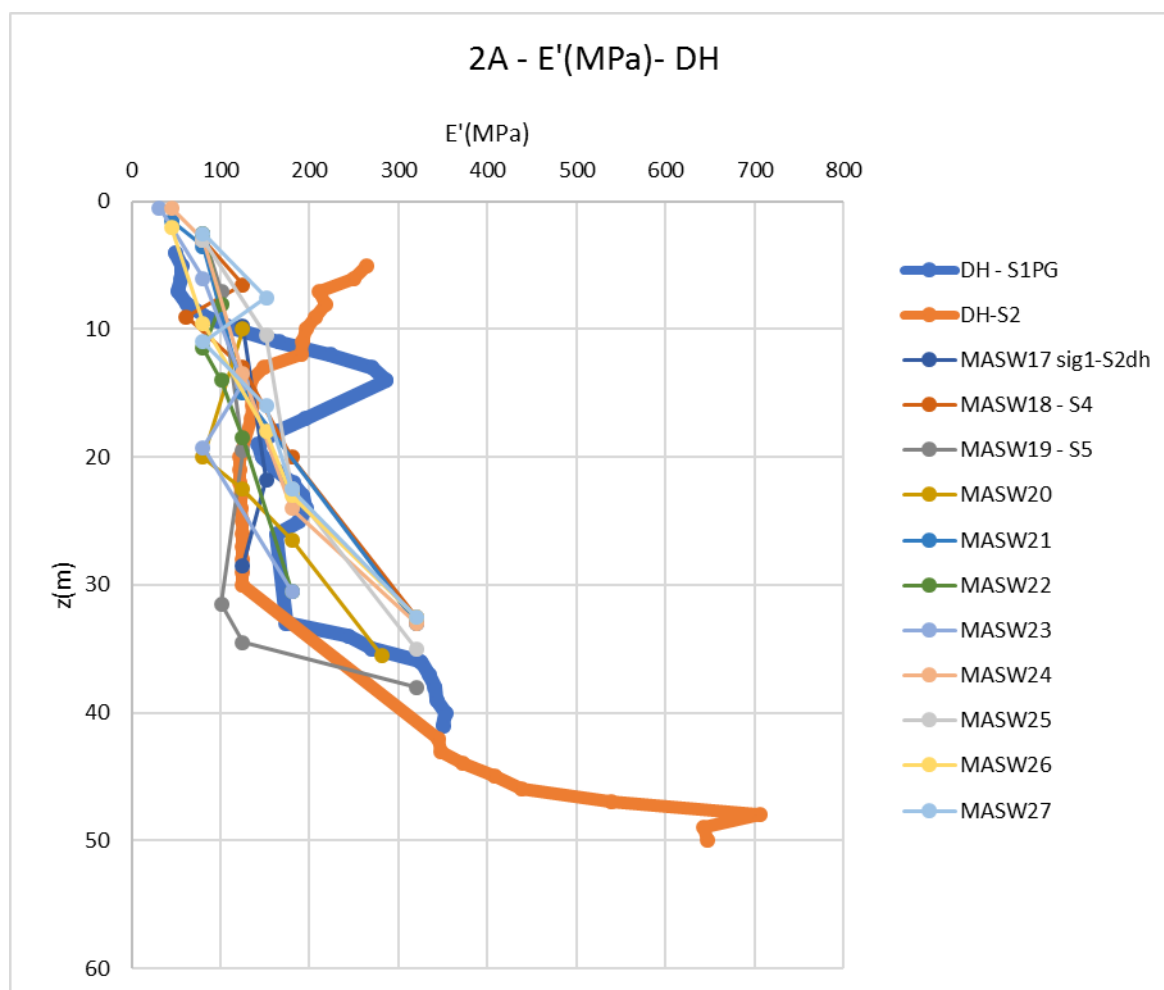


Figura 66 – Distribuzione delle E' con la profondità UG2A – Profilo 3

Tabella 95 – Deformabilità da prova Down-Hole DH-S2 – Profilo 3

z(m)	Vs (m/s)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)	<i>Materiale</i>
0	355	257	642	64	ghiaia e sabbia
1	433	382	956	96	ghiaia e sabbia
2	611	761	1903	190	ghiaia e sabbia
3	633	817	2042	204	ghiaia e sabbia
4	701	1002	2505	250	ghiaia e sabbia
5	720	1057	2642	264	ghiaia e sabbia
6	699	996	2490	249	ghiaia
7	643	843	2107	211	ghiaia
8	655	875	2187	219	ghiaia
9	637	827	2068	207	ghiaia
10	621	786	1966	197	ghiaia
11	615	771	1928	193	ghiaia e sabbia
12	611	761	1903	190	ghiaia e sabbia
13	540	594	1486	149	ghiaia e sabbia
14	514	539	1347	135	ghiaia e sabbia
15	512	534	1336	134	ghiaia e sabbia
16	516	543	1357	136	ghiaia e sabbia
17	514	539	1347	135	ghiaia e sabbia
18	501	512	1279	128	argilla limosa
19	489	488	1219	122	argilla limosa
20	488	486	1214	121	189abia e ghiaia limosa
21	488	486	1214	121	189abia e ghiaia limosa
22	488	486	1214	121	189abia e ghiaia limosa
23	490	490	1224	122	189abia e ghiaia limosa
24	492	494	1234	123	189abia e ghiaia limosa
25	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa
26	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa
27	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa
28	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa
29	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa
30	494	498	1244	124	189abia e ghiaia limosa

31	494	498	1244	124	argilla e limo
32	495	500	1249	125	argilla e limo
33	499	508	1269	127	argilla e limo
34	516	543	1357	136	argilla e limo
35	546	608	1519	152	argilla e limo
36	567	655	1639	164	argilla e limo
37	674	926	2315	232	limo sabbioso e ghiaia
38	783	1250	3125	312	limo sabbioso e ghiaia
39	804	1318	3295	329	limo sabbioso e ghiaia
40	816	1358	3394	339	limo sabbioso e ghiaia
41	820	1371	3427	343	limo sabbioso e ghiaia
42	822	1378	3444	344	ghiaia e sabbia
43	826	1391	3477	348	ghiaia e sabbia
44	854	1487	3717	372	ghiaia e sabbia
45	895	1633	4083	408	ghiaia e sabbia
46	927	1752	4380	438	ghiaia e sabbia
47	1029	2159	5397	540	ghiaia e sabbia
48	1177	2824	7061	706	ghiaia e sabbia
49	1123	2571	6428	643	ghiaia e sabbia
50	1127	2589	6474	647	ghiaia e sabbia

Tabella 96 – Deformabilità da prova Down-Hole DH-S1PG – Profilo 3

z(m)	Vs (m/s)	γ(KN/mc)	G₀ (Mpa)	E₀ (Mpa)	E'(Mpa)	Materiale
0	123	20	31	77	8	riporti
1	165	20	56	139	14	riporti
2	207	20	87	218	22	riporti
3	264	20	142	355	36	riporti
4	310	20	196	490	49	ghiaie / sabbie-argille
5	332	20	225	562	56	ghiaie / sabbie-argille
6	330	20	222	555	56	ghiaie / sabbie-argille
7	319	20	207	519	52	ghiaie / sabbie-argille
8	349	20	248	621	62	ghiaie / sabbie-argille
9	403	20	331	828	83	ghiaie / sabbie-argille
10	482	20	474	1184	118	ghiaie / sabbie-argille
11	571	20	665	1662	166	ghiaie / sabbie-argille
12	662	20	893	2234	223	ghiaie / sabbie-argille

13	728	20	1080	2701	270	ghiaie / sabbie-argille
14	749	20	1144	2859	286	ghiaie / sabbie-argille
15	727	20	1078	2694	269	argille
16	682	20	948	2371	237	argille
17	618	20	779	1947	195	ghiaie con sabbie
18	564	20	649	1621	162	ghiaie con sabbie
19	528	20	568	1421	142	ghiaie con sabbie
20	537	20	588	1470	147	ghiaie con sabbie
21	564	20	649	1621	162	ghiaie con sabbie
22	597	20	727	1817	182	ghiaie con sabbie
23	614	20	769	1921	192	ghiaie con sabbie
24	620	20	784	1959	196	ghiaie con sabbie
25	608	20	754	1884	188	ghiaie con sabbie
26	566	20	653	1633	163	ghiaie con sabbie
27	487	20	484	1209	121	argille
28	406	20	336	840	84	argille
29	364	20	270	675	68	argille
30	384	20	301	752	75	argille
31	438	20	391	978	98	argille
32	500	20	510	1274	127	argille
33	584	20	695	1738	174	ghiaie con argille
34	691	20	973	2434	243	ghiaie con argille
35	728	20	1080	2701	270	ghiaie con argille
36	798	20	1298	3246	325	ghiaie con argille
37	810	20	1338	3344	334	ghiaie con argille
38	818	20	1364	3410	341	ghiaie con argille
39	820	20	1371	3427	343	ghiaie con argille
40	832	20	1411	3528	353	ghiaie con argille
41	829	20	1401	3503	350	ghiaie con argille
42	834	20	1418	3545	355	argille limose
43	822	20	1378	3444	344	argille limose
44	778	20	1234	3085	309	argille limose
45	707	20	1019	2548	255	argille limose
46	552	20	621	1553	155	argille limose
47	469	20	448	1121	112	argille limose
48	455	20	422	1055	106	argille limose
49	444	20	402	1005	100	argille limose
50	428	20	373	934	93	argille limose

Data la caratterizzazione dei parametri di deformabilità del terreno per il presente profilo effettuata con la maggior parte delle prove sismiche utilizzate per la caratterizzazione geotecnica generale, si adottano i parametri descritti appunto nel capitolo 2.3 della presente relazione. Quindi si adotta un valore minimo crescente con la profondità per la U.G. 2A pari a circa 70 MPa con valori minimi che superano di poco i 100 MPa a profondità superiori ai 20 m.

2.4.3.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 3

2.4.3.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 3

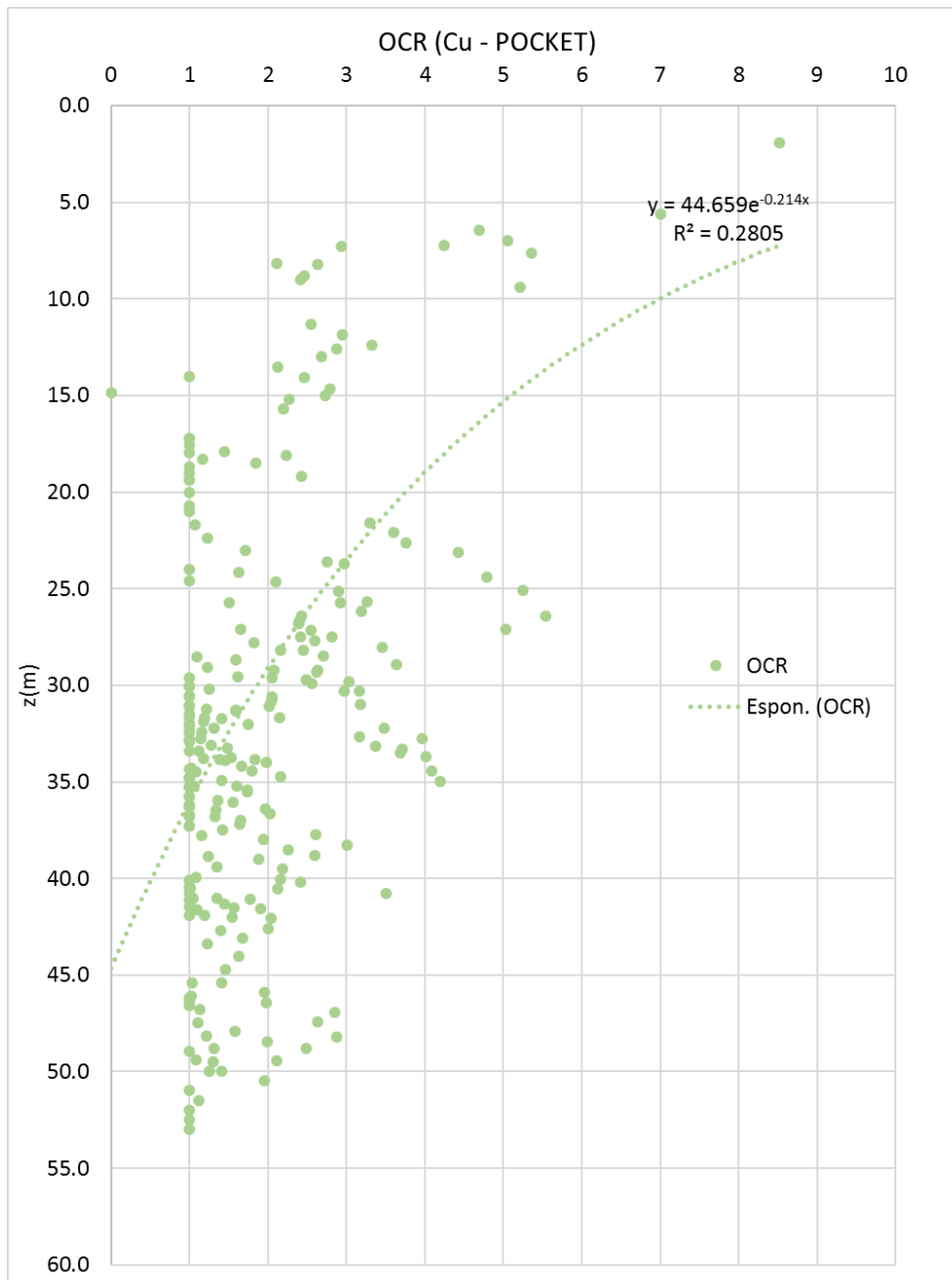


Figura 67 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 3

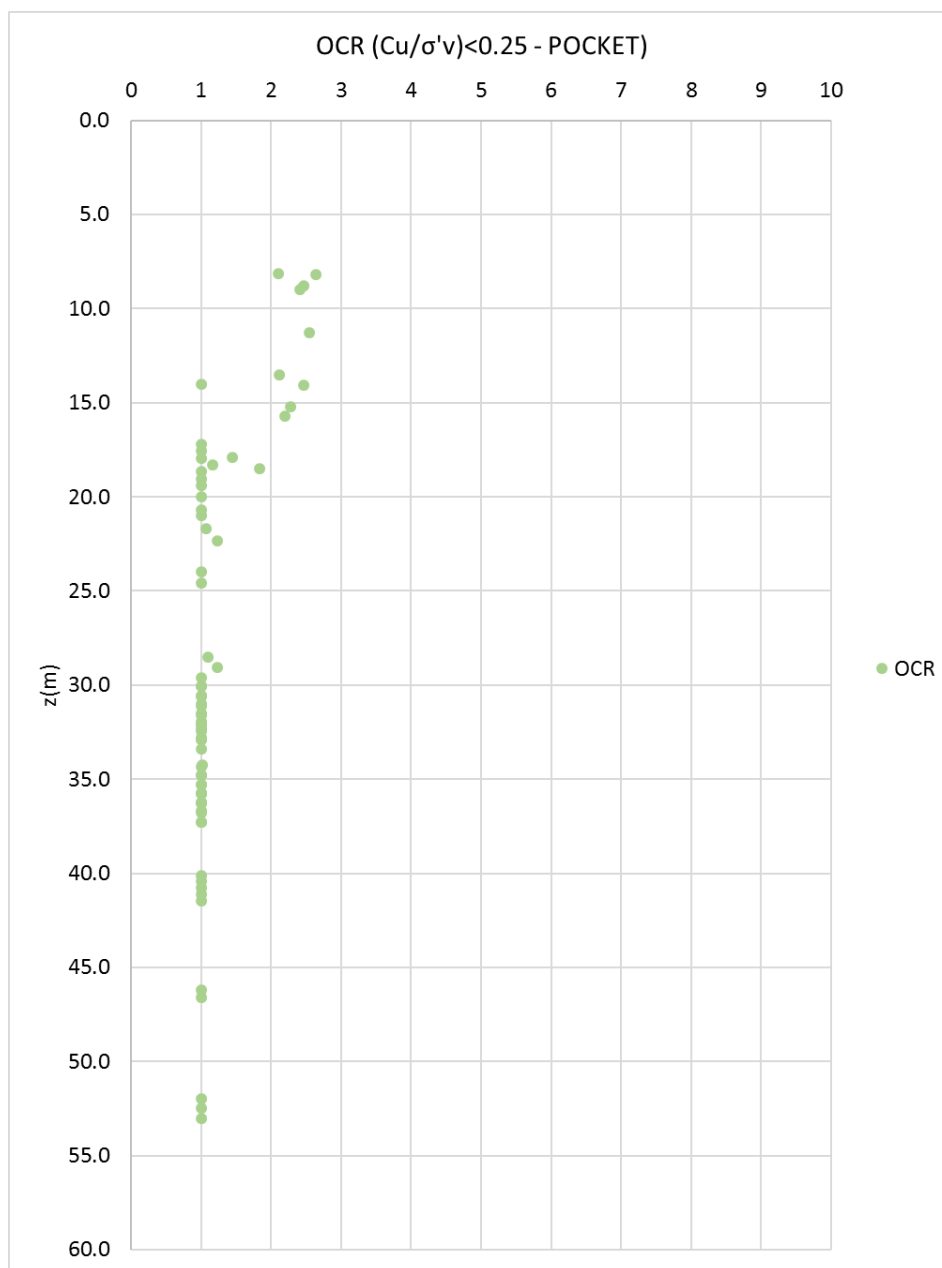


Figura 68 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 3

Tabella 97 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 3

sondaggio	z (m)	OCR
S1BIS	5.4	9
S2	30.4	2
S3	17.8	2
S4	32.5	1
S7	6	4
S7	15	2

S7	20.7	2
S14	23.4	3
SIG1	18.2	2
SIG1	32.6	1

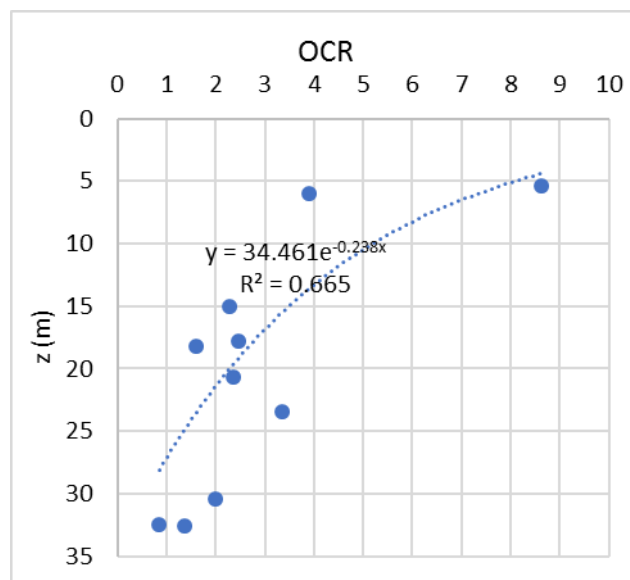


Figura 69 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche – Profilo 3

I valori di OCR per la U.G. 2B ottenuti per il presente profilo crescono da profondità di 30 m in cui possono essere considerati ragionevoli OCR di 1 o 2 fino a 5 metri da piano campagna dove gli OCR raggiungono valori superiori a 4.

2.4.3.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 3

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 98 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 3

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG1	18.5	175	350.0
SIG1	32.8	248	496.0

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

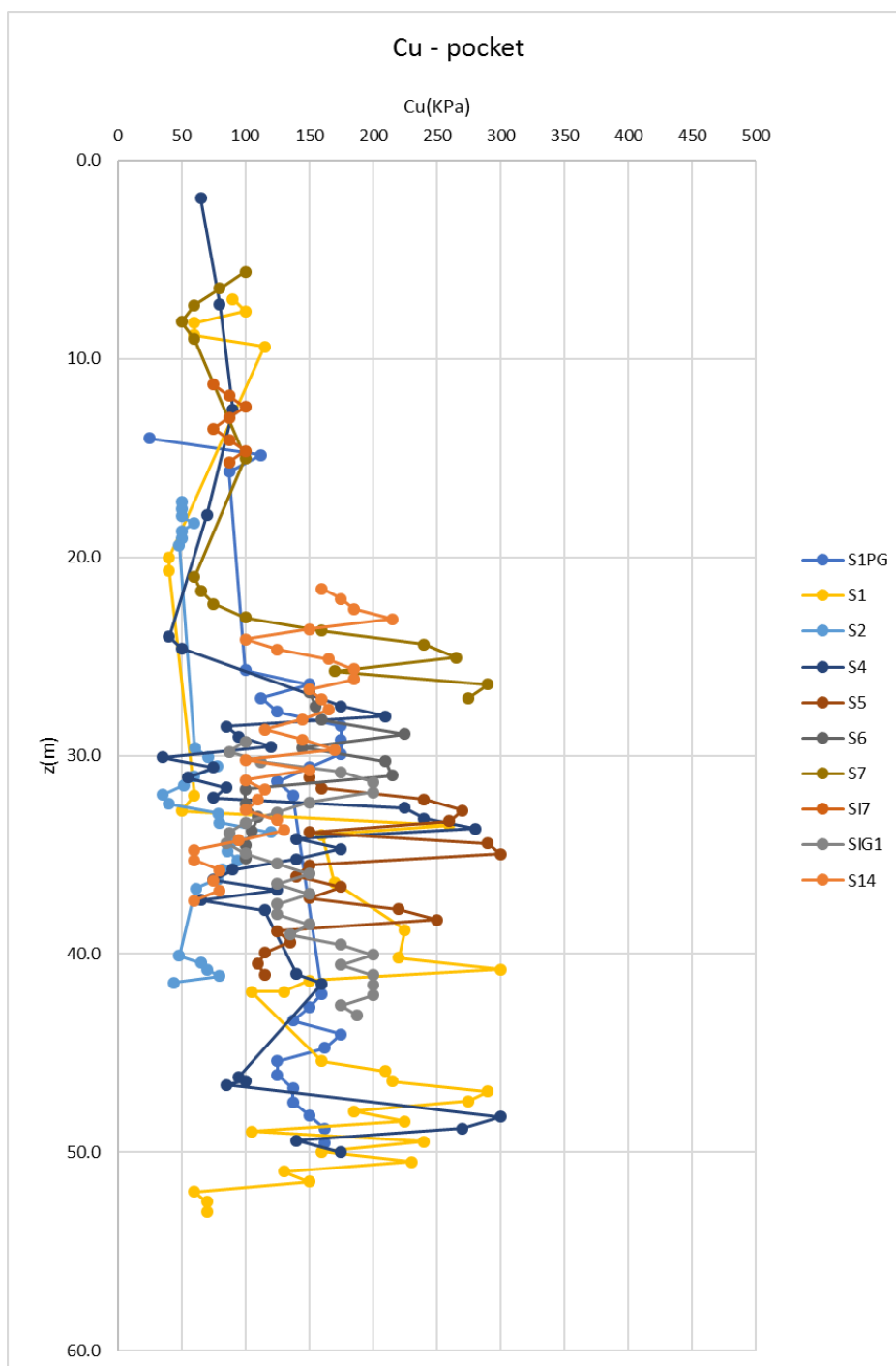


Figura 70 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 3

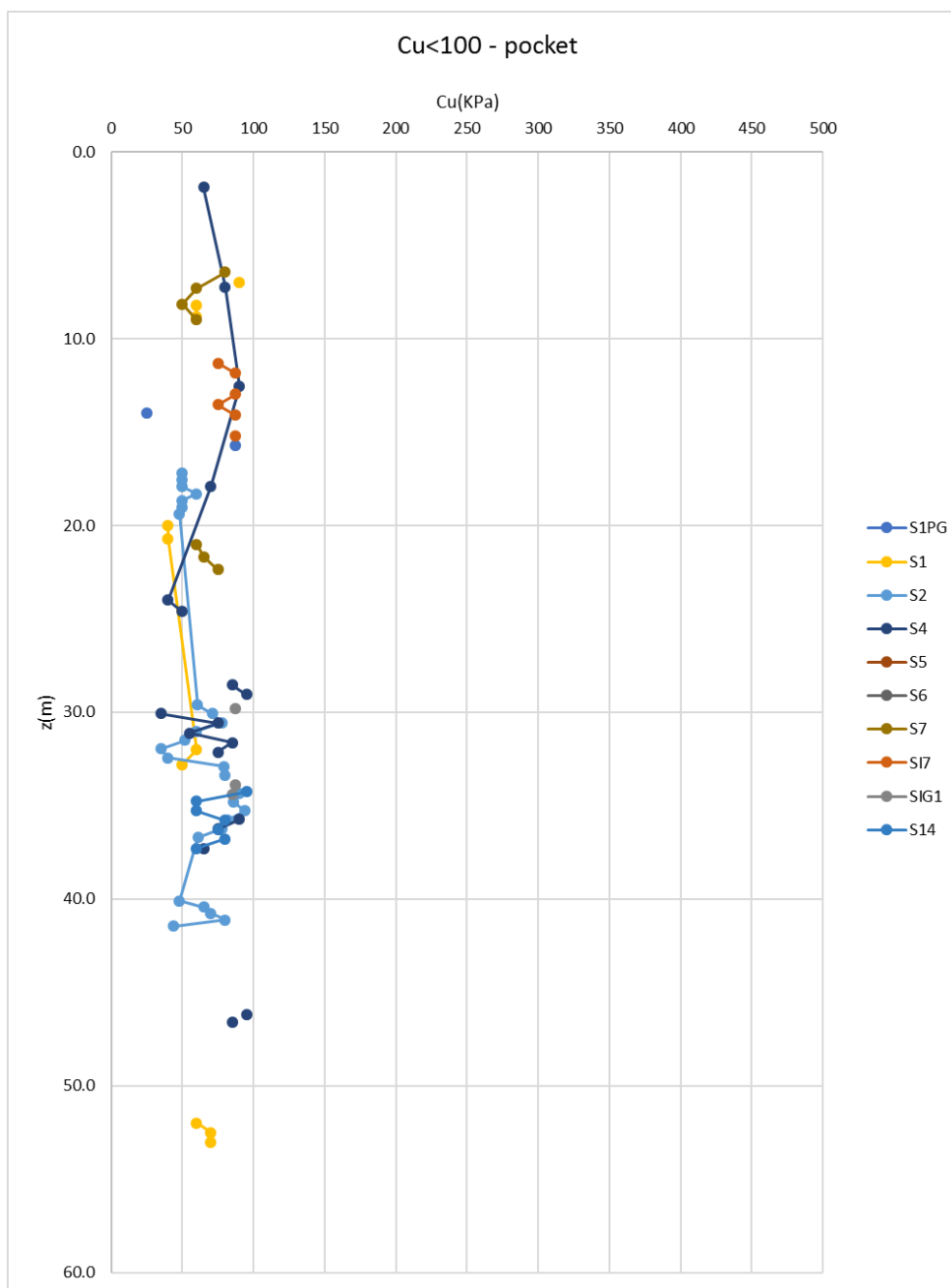


Figura 71 – Distribuzione con la profondità del valore di $Cu < 100$ – Profilo 3

La presenza di numerosi livelli deboli comporta l'adozione di un valore di Cu pari a 50 kPa per tutti i livelli argillosi e limosi presente nel presente profilo.

2.4.3.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 3

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 99 – Esito delle prove di taglio diretto

PROVE DI TAGLIO DIRETTO

<i>sonaggio</i>	<i>z (m)</i>	<i>c'(KPa)</i>	<i>φ (°)</i>
S1bis	5.4	9	23
S1bis	6.5	18	20
S2	30.4	0	20
S7	6	5	25
S7	15	0	24
SIG1	30	0	24

A profondità ridotte sono confermati i parametri geotecnici di caratterizzazione generale. Per alte profondità sono rilevati (a 30 m circa da p.c.) valori di coesione nulli, confermati dal profilo della Cu ricavato dal pocket penetrometer mostrati in precedenza.

2.4.3.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 3

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen.) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
7	3	8.75	100	100	80	80
7	3	29	68	180	68	180

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 100 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 3

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG1	18.2	19.1	15.67	6.4	6.5	9.3
SIG1	32.6	19.8	20.14	14.9	10.2	13.27
S1BIS	5.4	18	6.9	6.1	7.3	11
S2	30.4	20.3	-	14	12	15
S4	32.5	19.5	7.1	9.3	12	21
S7	6	19.2	3.5	4.4	6.3	10
S7	15	19.9	10	8.8	9.2	14
S7	20.7	19.7	7.6	6.2	7.8	11
S14	23.4	20.1	-	-	20	18

I parametri di deformabilità per l'unità geotecnica 2B sono considerati del tutto simili a quelli ricavati per la caratterizzazione geotecnica generale. Quindi al variare con la profondità si assume un range da 5 a 15 MPa di modulo edometrico.

2.4.3.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 3

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 101 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 3

ESITO PROVE EDOMETRICHE													
sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s	e_0
SIG1	18.2	19.1	800	1600	0.4 8	0.4 2	0.20	1600	400	0.4 2	0.4 4	0.03	0.64 1
SIG1	32.6	19.8	1600	3000	0.3 9	0.3 3	0.22	3000	800	0.3 3	0.3 5	0.03	0.53 6
S1BIS	5.4	18	3000	6500	0.6 6	0.5 6	0.32	6500	1600	0.5 6	0.6 1	0.08	1.04
S2	30.4	20.3	3000	6500	0.4 6	0.3 7	0.25	6500	1600	0.3 7	0.4 2	0.07	0.7
S4	32.5	19.5	3000	6500	0.5 6	0.5 2	0.12	6500	1600	0.5 2	0.5 3	0.02	0.72
S7	6	19.2	3000	6500	0.5 5	0.4 6	0.26	6500	1600	0.4 6	0.4 8	0.04	0.84
S7	15	19.9	3000	6500	0.5 5	0.4 8	0.19	6500	1600	0.4 8	0.5 2	0.05	0.73
S7	20.7	19.7	3000	6500	0.4 6	0.3 6	0.29	6500	1600	0.3 6	0.4 0	0.06	0.8
S14	23.4	20.1	3000	6500	0.5 1	0.4 2	0.27	6500	1600	0.4 2	0.4 7	0.08	0.72

Il range di valori di C_c varia da 0.12 a 0.32 per il profilo geotecnico in esame, mentre il valore del coefficiente di rigonfiamento risulta essere compreso nel range 0.02 – 0.08.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 102 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 3

ESITO PROVE EDOMETRICHE							
sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	e_0	H_0 (mm)	ΔH (mm)	Indice di ricompressione C_α	σ'_p (kPa)
SIG1	18.2	19.1	0.641	20	0.01	0.005	300

SIG1	32.6	19.8	0.536	20	0.01	0.005	450
S1BIS	5.4	18	1.04	20	0.05	0.011	500
S2	30.4	20.3	0.7	20	0.05	0.009	700
S4	32.5	19.5	0.72	20	0.05	0.009	280
S7	6	19.2	0.84	20	0.05	0.010	250
S7	15	19.9	0.73	20	0.05	0.009	350
S7	20.7	19.7	0.8	20	0.05	0.009	500
S14	23.4	20.1	0.72	20	0.02	0.004	800

Il valore del coefficiente di compressione secondaria è compreso tra 0.005 e 0.011.

2.4.3.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 3

La stratigrafia di riferimento per il profilo 3 presente tutte e tre le formazioni caratterizzate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si può assumere un valore di densità relativa circa pari a 1.00, si ricava quindi un valore di angolo di attrito in linea con quello della caratterizzazione generale, pari a 38°. Anche per quanto riguarda la deformabilità del materiale si ricavano valori compresi tra 80 e 150 MPa.

La formazione UG2A associata al profilo 3 vede materiale prevalentemente addensato e la presenza di livelli medio-sciolti, con valori di Dr mediamente pari 0.60; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito dove il valore minimo dei range ottenuti si attesta su 36°. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato a partire dalle numerose prove sismiche DH e MASW associate al profilo in esame, risulta essere quindi conforme con il valore di caratterizzazione generale, si evince una crescita con la profondità a partire da 70 MPa e il cui valore minimo a profondità di circa 20 m supera di poco i 100 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR variabile con la profondità, che assume valore unitario a circa 30 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR superiori a 4. Il valore di Cu si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e conservativamente si adotta un valore di 50 kPa vista la presenza di numerosi livelli considerati deboli. Si sono inoltre ricavati i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci tramite prove di taglio diretto, che fornisce valori in linea con quelli della caratterizzazione generale, in particolare si adotterà un valore nullo di coesione ad alte profondità. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori identici a quelli della caratterizzazione generale. Si è inoltre effettuato uno studio dei valori dei coefficienti di compressione, rigonfiamento e ricomprensione ricavati dalle indagini afferenti al profilo 3, tali valori risultano essere rispettivamente, per il coefficiente di compressione compreso tra 0.12 e 0.32, per il coefficiente di rigonfiamento tra 0.02 e 0.08 e per il coefficiente di ricomprensione compreso tra 0.005 e 0.011.

2.4.3.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 3

Tabella 103 – Parametri caratteristici – Profilo 3

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	50-90	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.20	0.03	0.005

2.4.4. Caratterizzazione geotecnica profilo 4

2.4.4.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 104 – Modello geotecnico per Argine Ovest comparto 1 (sezione tipo 6)

P.C. variabile da +142,0 a +137,0			
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	
0,0	÷ 5,5	UG1A	
5,5	÷ 8,0	UG2B	
8,0	÷ 18,5	UG2A	
18,5	÷ 29,5	UG2B	
29,5	÷ 40,0	UG2A	

Tabella 105 – Modello geotecnico Argini a monte briglia (sezione tipo 5)

P.C. variabile da +146,5 a +142,0		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0,0	÷	2,5
2,5	÷	10,5
10,5	÷	21,0
21,0	÷	40,0

2.4.4.2. Sondaggi associati al Profilo 4

Profilo	Sondaggi/indagini
4	S2PG
4	S3PG
4	S4PG
4	SIG4
4	S15
4	DPSH1
4	SE
4	S7
4	S8
4	DPSH10
4	S15

2.4.4.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 4

2.4.4.3.1. Densità relativa UG1A – Profilo 4

Tabella 106 – Densità relativa UG1A – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	Dr
SIG4	1.8	18	100	100	addensato	1.34
SIG4	3.5	35	83	100	addensato	1.04
SIG4	5	50	90	100	addensato	0.99
S7	3	30	19	37	addensato	0.52
S8	3	30	100	100	addensato	1.18
S3PG	4.5	45	26	41	addensato	0.54

Il valore di densità relativa per l'U.G. 1A per il profilo in esame risulta essere circa pari a 1.00 e quindi si considerano i terreni indagati come addensati.

2.4.4.3.2. Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 4

Tabella 107 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	ϕ_{picco} - <i>Bolton</i> (1986)	ϕ_{picco} - <i>Schmertmann</i> (1977)
SIG4	1.8	18	37	47
SIG4	3.5	35	36	43
SIG4	5	50	36	43
S7	3	30	34	38
S8	3	30	37	45
S3PG	4.5	45	34	38

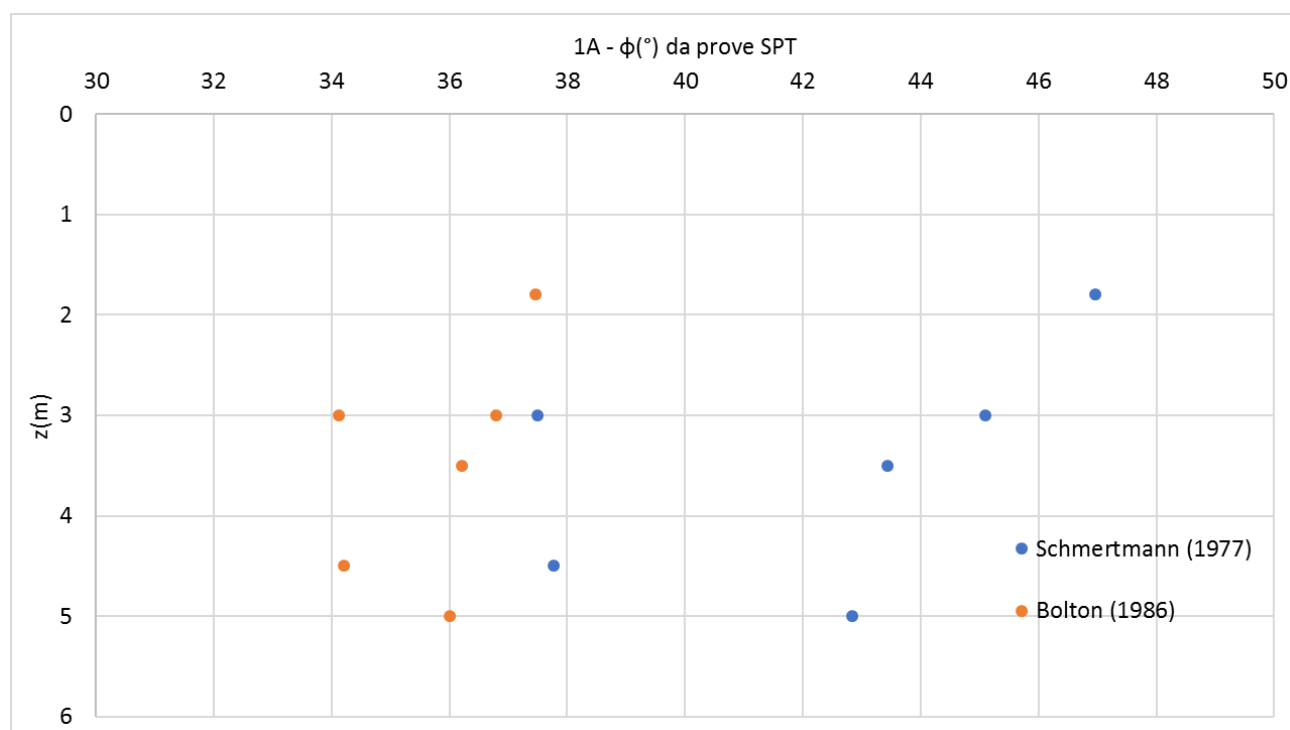


Figura 72 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 4

Dalle correlazioni empiriche (specialmente Schmertmann 1977) si ricavano range minimi di angolo di attrito pari a quelli di caratterizzazione geotecnica generale, ovvero pari a 38° . Bolton 1986 fornisce valori minimi inferiori, pari a circa 34° .

2.4.4.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 4

Tabella 108 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	1.8	18	263	141	352	35
SIG4	3.5	35	289	171	427	43
SIG4	5	50	314	202	504	50
S7	3	30	218	97	242	24
S8	3	30	290	172	429	43
S3PG	4.5	45	249	126	315	31

Tabella 109 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	1.8	18	261	139	346	35
SIG4	3.5	35	273	152	380	38
SIG4	5	50	293	175	437	44
S7	3	30	185	70	174	17
S8	3	30	280	160	400	40
S3PG	4.5	45	212	91	228	23

Non sono presenti su questo allineamento prove sismiche specifiche (sismiche profonde in foro DH e MASW).

Si adotteranno come valori minimi dei moduli elastici i parametri medi dedotti dalle correlazioni empiriche sopra riportate, quindi si può assumere un valore variabile da 30 a 50 MPa per la U.G.1A.

2.4.4.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 4

2.4.4.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 4

Tabella 110 – Densità relativa UG2A- Profilo 4

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG4	6.7	67	63	79	addensato	48	0.76
SIG4	8.7	87	100	100	addensato	77	0.91
SIG4	10	100	60	60	addensato	46	0.68
SIG4	11.8	118	81	74	addensato	62	0.75
SIG4	13.5	135	33	28	addensato	25	0.46
SIG4	20.5	205	43	29	addensato	33	0.48
SIG4	22.6	226	81	51	addensato	62	0.64
SIG4	25	250	74	44	addensato	57	0.60
SIG4	27.2	272	100	57	addensato	77	0.68
SIG4	30.2	302	39	21	medio-sciolto	30	0.41
SIG4	32.4	324	72	37	addensato	55	0.55

SIG4	34.6	346	83	41	addensato	64	0.59
SIG4	36	360	82	40	addensato	63	0.57
SIG4	37.5	375	69	33	addensato	53	0.52
S7	7.1	71	6	7	medio-sciolto	5	0.24
S7	10.1	101	56	56	addensato	43	0.65
S7	12.1	121	73	66	addensato	56	0.71
S7	21	210	18	12	medio-sciolto	14	0.31
S7	25	250	34	20	medio-sciolto	26	0.40
S8	7	70	18	22	medio-sciolto	14	0.41
S8	10	100	61	61	addensato	47	0.68
S8	12	120	55	50	addensato	42	0.62
S8	20.5	205	35	23	medio-sciolto	27	0.43
S8	25	250	21	13	medio-sciolto	16	0.32
S2_PG	6.1	61	24	32	addensato	18	0.48
S2_PG	12.1	121	43	39	addensato	33	0.55
S2_PG	16.6	166	49	37	addensato	38	0.54
S2_PG	30	300	100	54	addensato	77	0.67
S3_PG	4.5	45	29	45	addensato	22	0.57
S3_PG	7.5	75	64	75	addensato	49	0.75

Dalle prove disponibili il grado di addensamento del terreno può considerarsi mediamente addensato, con valori di Cr superiori a 0.50.

2.4.4.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 4

Tabella 111 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
SIG4	6.7	67	37	40
SIG4	8.7	87	38	42
SIG4	10	100	37	39
SIG4	11.8	118	37	40
SIG4	13.5	135	36	37
SIG4	20.5	205	36	37
SIG4	22.6	226	37	39
SIG4	25	250	36	38
SIG4	27.2	272	37	39
SIG4	30.2	302	36	36
SIG4	32.4	324	36	38
SIG4	34.6	346	36	38
SIG4	36	360	36	38
SIG4	37.5	375	36	38
S7	7.1	71	35	34

S7	10.1	101	37	39
S7	12.1	121	37	40
S7	21	210	35	35
S7	25	250	36	36
S8	7	70	36	36
S8	10	100	37	39
S8	12	120	37	39
S8	20.5	205	36	36
S8	25	250	35	35
S2_PG	6.1	61	36	37
S2_PG	12.1	121	36	38
S2_PG	16.6	166	36	38
S2_PG	30	300	37	39
S3_PG	4.5	45	36	38
S3_PG	7.5	75	37	40

I valori minimi desunti dalle correlazioni di letteratura presentate per l'unità geotecnica 2A mostrano angoli di attrito pari a circa 36°, valore corrispondente ai parametri adottati nella geotecnica generale.

2.4.4.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 4

Tabella 112 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	6.7	313	200	499	50
SIG4	8.7	356	259	647	65
SIG4	10	335	229	572	57
SIG4	11.8	364	271	677	68
SIG4	13.5	320	209	523	52
SIG4	20.5	363	269	673	67
SIG4	22.6	413	348	870	87
SIG4	25	415	351	877	88
SIG4	27.2	444	402	1005	101
SIG4	30.2	385	302	756	76
SIG4	32.4	434	384	960	96
SIG4	34.6	450	414	1034	103
SIG4	36	453	418	1046	105
SIG4	37.5	443	400	1001	100
S7	7.1	211	90	226	23
S7	10.1	332	224	561	56
S7	12.1	360	264	659	66
S7	21	314	201	503	50
S7	25	363	268	670	67

S8	7	254	132	329	33
S8	10	336	230	576	58
S8	12	342	238	596	60
S8	20.5	351	251	627	63
S8	25	334	227	567	57
S2_PG	6.1	260	138	345	34
S2_PG	12.1	328	220	549	55
S2_PG	16.6	357	260	649	65
S2_PG	30	453	418	1044	104
S3_PG	4.5	253	131	327	33
S3_PG	7.5	321	210	524	52

Tabella 113 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 4

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	6.7	305	189	473	47
SIG4	8.7	355	256	641	64
SIG4	10	318	206	516	52
SIG4	11.8	351	251	628	63
SIG4	13.5	286	166	416	42
SIG4	20.5	324	214	534	53
SIG4	22.6	384	301	753	75
SIG4	25	381	296	741	74
SIG4	27.2	416	353	882	88
SIG4	30.2	334	227	567	57
SIG4	32.4	393	314	786	79
SIG4	34.6	411	344	859	86
SIG4	36	412	345	864	86
SIG4	37.5	396	320	801	80
S7	7.1	171	59	148	15
S7	10.1	313	200	500	50
S7	12.1	343	240	600	60
S7	21	261	139	348	35
S7	25	314	201	502	50
S8	7	224	102	256	26
S8	10	320	208	520	52
S8	12	319	208	520	52
S8	20.5	307	193	482	48
S8	25	278	158	395	39
S2_PG	6.1	236	114	284	28
S2_PG	12.1	301	184	461	46
S2_PG	16.6	325	215	537	54

S2_PG	30	422	362	906	91
S3_PG	4.5	237	115	287	29
S3_PG	7.5	311	197	492	49

In tale allineamento non sono presenti indagini sismiche specifiche, ovvero prove sismiche in foro Down-hole e prove MASW.

Le correlazioni di letteratura mostrano valori compresi tra 40 e 100 MPa per quanto riguarda il modulo elastico della UG2A, quindi corrispondente al range di parametrizzazione generale.

2.4.4.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 4

2.4.4.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 4

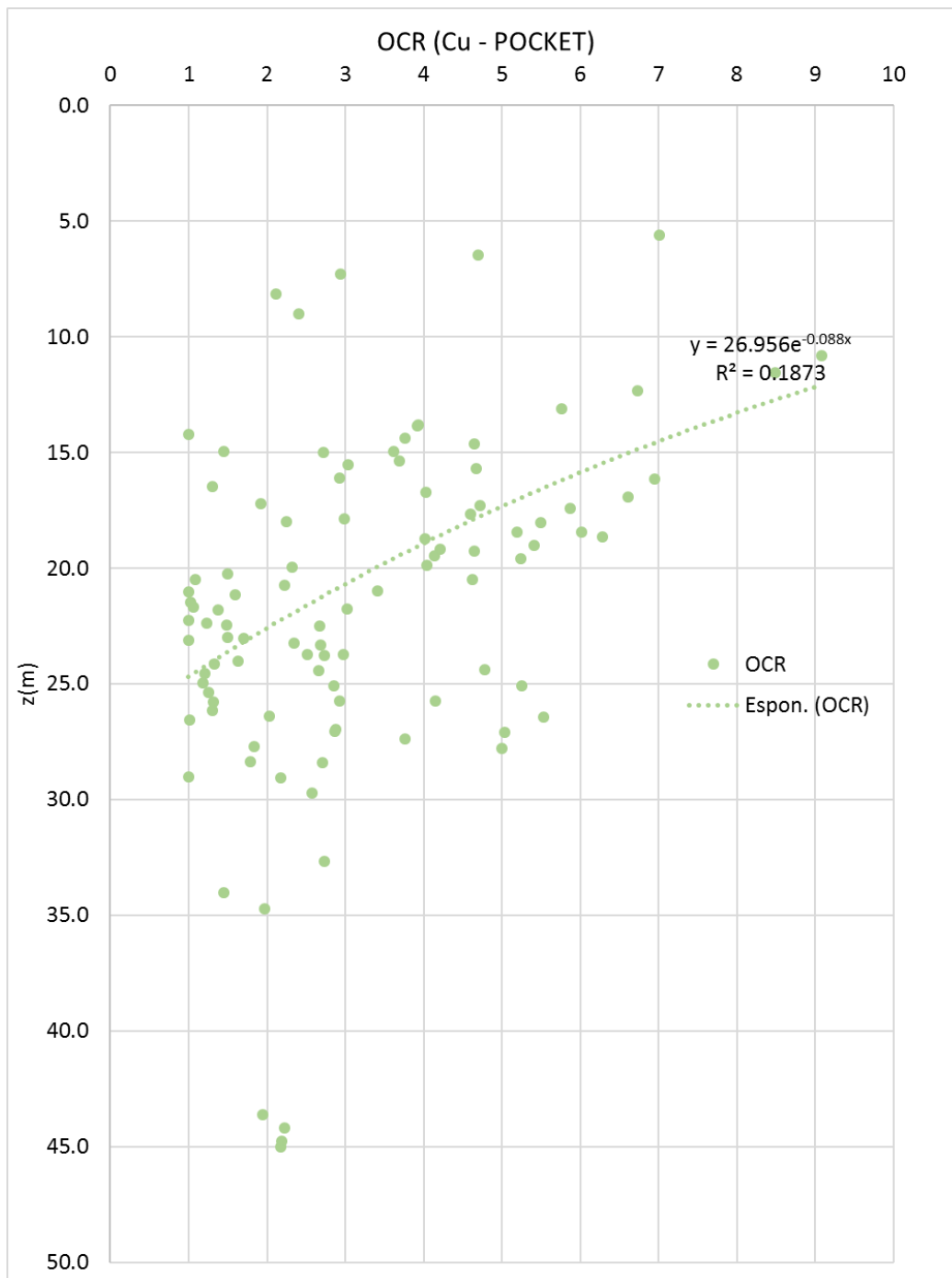


Figura 73 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 4

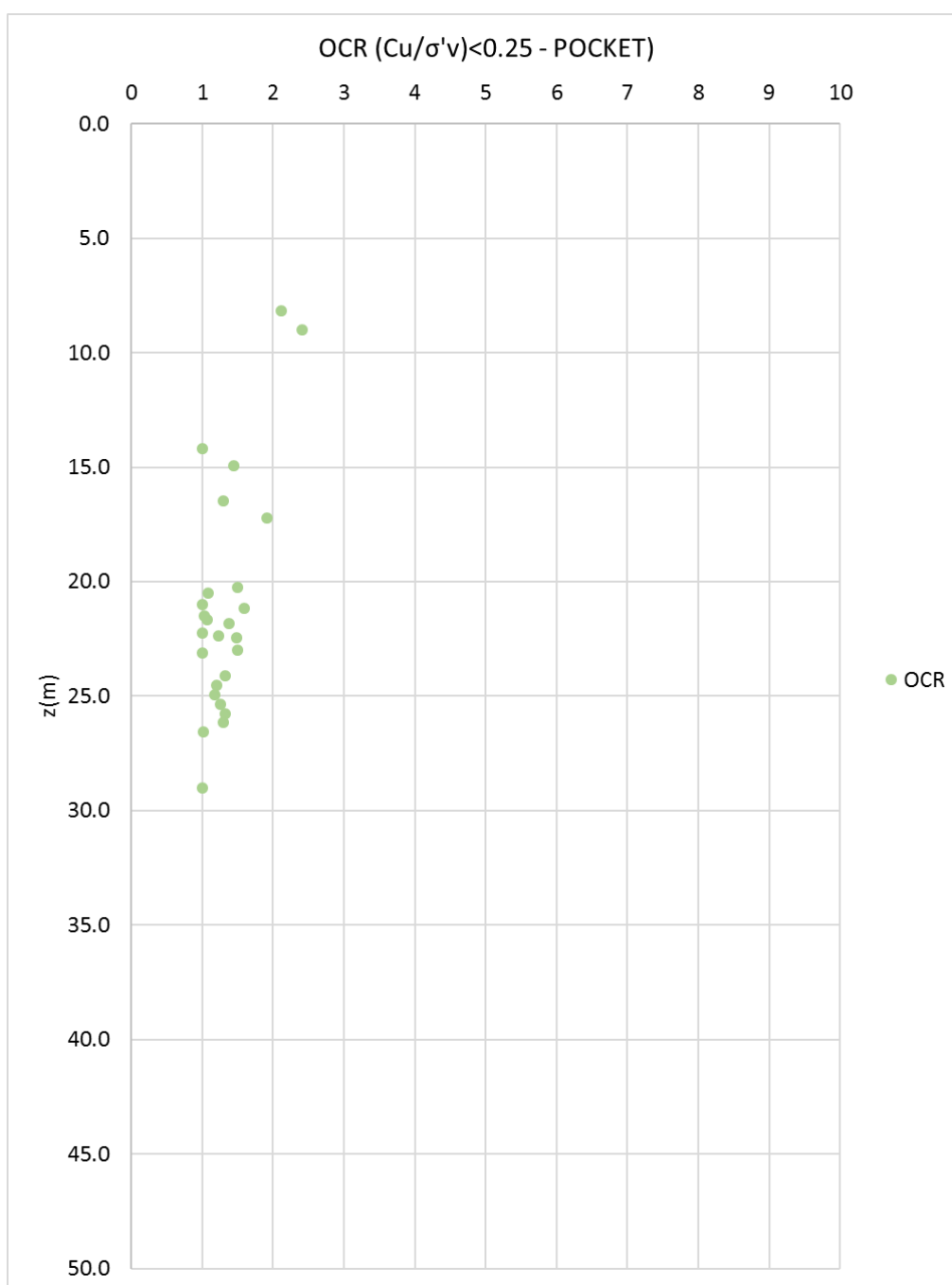


Figura 74 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 4

Tabella 114 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 4

sondaggio	z (m)	OCR
S7	6	4
S7	15	2
S7	20.7	2
S8	17	2

SIG4	14.2	2
------	------	---

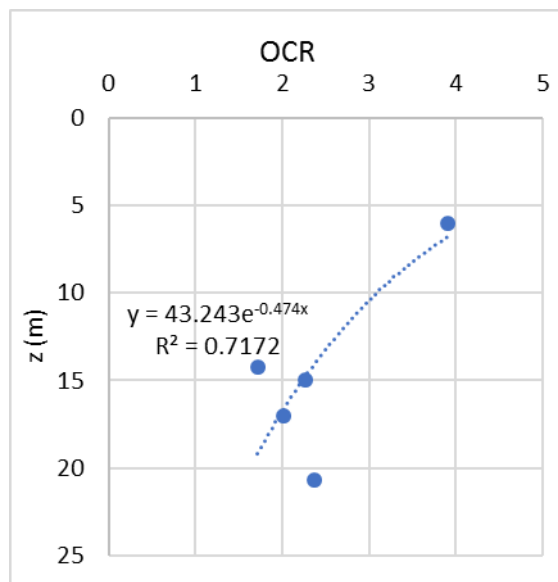


Figura 75 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche – Profilo 4

I valori di OCR diminuiscono con la profondità, passando da valori di 4 per distanze da 5 m di profondità a valori di circa 2 a 15 m di profondità. Materiali normalconsolidati si trovano a profondità di 30 m.

2.4.4.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 4

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 115 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 4

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG4	14.5	80.7	161.4

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

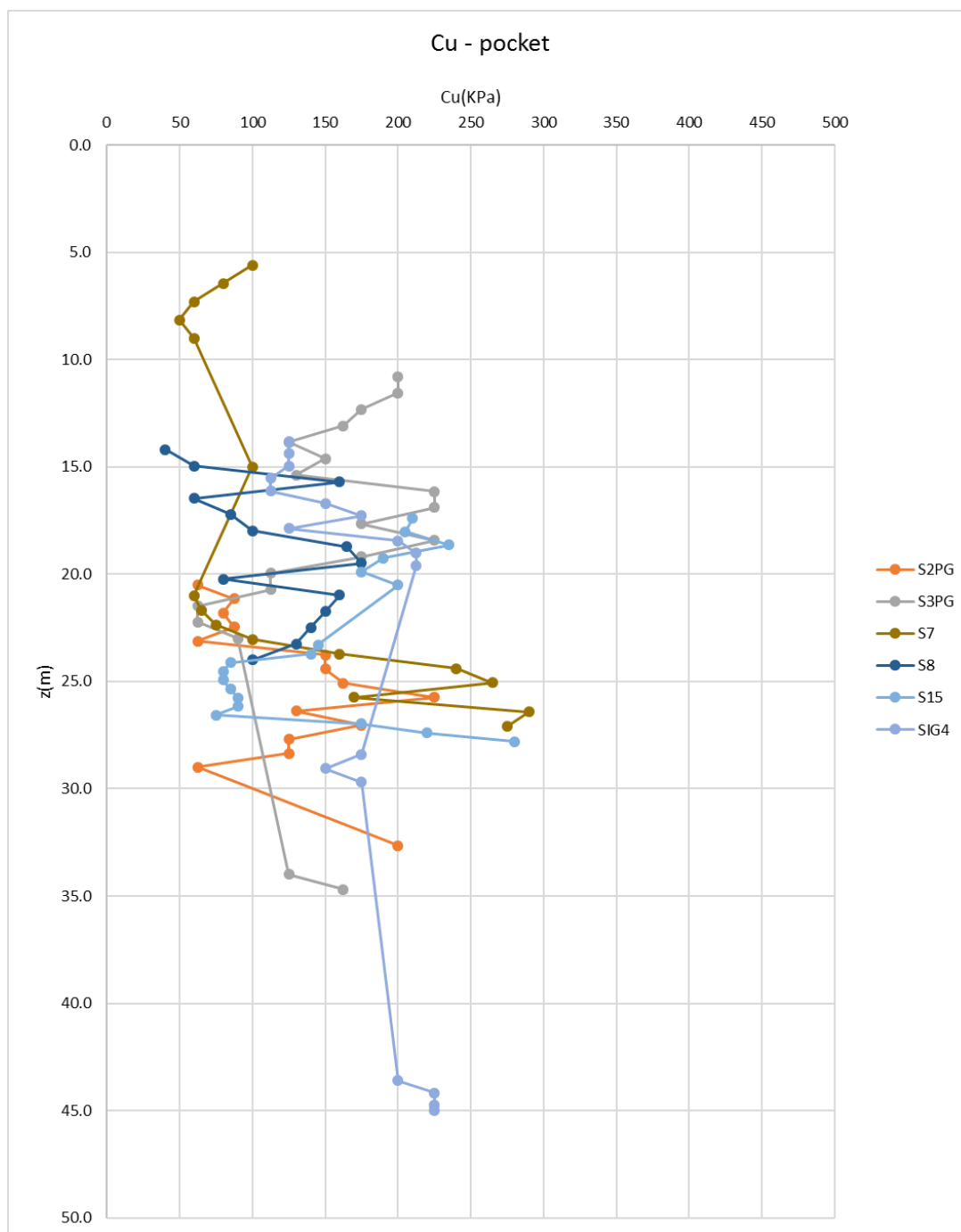


Figura 76 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 4

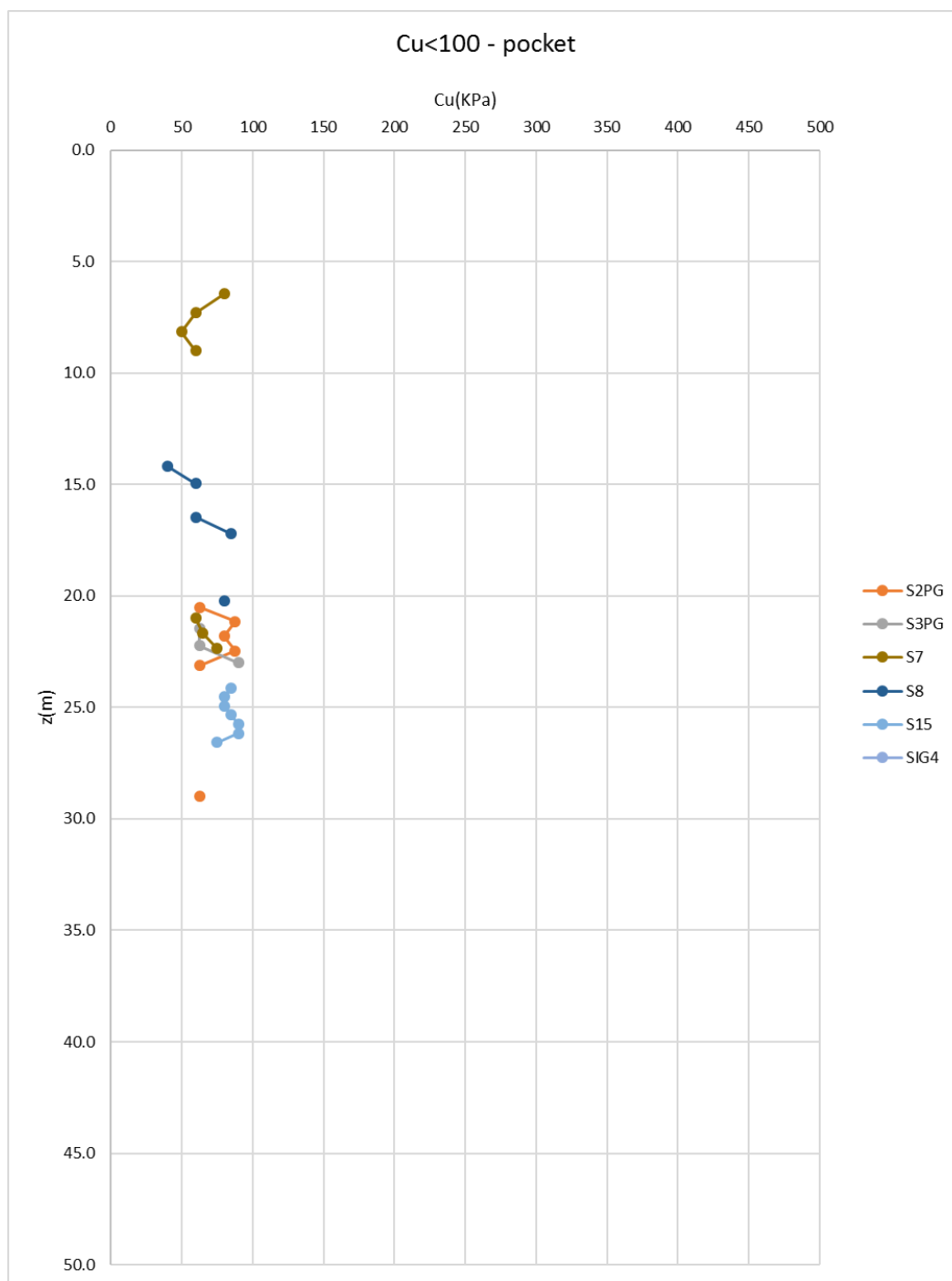


Figura 77 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu<100 – Profilo 4

La distribuzione di Cu con la profondità mostra livelli di debolezza a 20-30 m con valori minimi di 60 kPa, valori minimi di 50 kPa (coerenti con quanto determinato nella caratterizzazione geotecnica generale) si ottengono per strati più superficiali a 7.50 m e 15 m.

2.4.4.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 4

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 116 – Esito delle prove di taglio diretto – Profilo 4

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sondaggio	z (m)	c'(KPa)	ϕ (°)
S7	6	5	25
S7	15	0	24
SIG4	17	0	25

Gli strati più superficiali (profondità pari a 6.00 m) presentano valori conformi di coesione e angolo di attrito a quelli della caratterizzazione geotecnica generale, mentre per profondità di 15 m si hanno strati deboli con coesione nulla, ma angolo di attrito prossimo a quello di caratterizzazione generale. Il confronto con quanto rilevato dalle misure con pocket penetrometer quindi risulta positivo, poiché conferma la presenza di livelli di debolezza a quota 15 m da piano campagna.

2.4.4.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 4

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
6	4	6.5	80	125	80	125
6	4	24	101	180	101	180
5	4	15	80	80	80	80

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 117 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 4

ESITO PROVE EDOMETRICHE					
sondaggio	z (m)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_{v}=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_{v}=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_{v}=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_{v}=800$ kPa
SIG4	14.2	13.1	5.8	6.1	9.8
S7	6	3.5	4.4	6.3	10
S7	15	10	8.8	9.2	14
S7	20.7	7.6	6.2	7.8	11
S8	17	5	5.1	8.3	13

L'esito delle prove edometriche mostra parametri di modulo edometrico pari a quelli valutati in caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.4.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 4

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 118 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 4

ESITO PROVE EDOMETRICHE													
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s	e_0
SIG4	14.2	19.6	1600	3000	0.59	0.51	0.29	3000	800	0.51	0.54	0.06	0.75
S7	6	19.2	3000	6500	0.55	0.46	0.26	6500	1600	0.46	0.48	0.04	0.84
S7	15	19.9	3000	6500	0.55	0.48	0.19	6500	1600	0.48	0.52	0.05	0.73
S7	20.7	19.7	3000	6500	0.46	0.36	0.29	6500	1600	0.36	0.40	0.06	0.8
S8	17	20	3000	6500	0.47	0.40	0.21	6500	1600	0.40	0.42	0.03	0.72

I valori di indice di compressibilità per l'allineamento in esame è compreso tra 0.19 e 0.29, mentre per quanto riguarda il valore di indice di rigonfiamento il range è compreso tra 0.04 e 0.06.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 119 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 4

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	e_0	H_0 (mm)	ΔH (mm)	Indice di ricompressione C_α
SIG4	14.2	19.6	0.75	20	0.01	0.006
S7	6	19.2	0.84	20	0.05	0.010
S7	15	19.9	0.73	20	0.05	0.009
S7	20.7	19.7	0.8	20	0.05	0.009
S8	17	20	0.72	20	0.05	0.009

Il coefficiente di compressione secondaria ha valori variabili tra 0.006 e 0.010.

2.4.4.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 4

La stratigrafia di riferimento per il profilo 4 presenta tutte e tre le formazioni caratterizzate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si può assumere un valore di densità relativa circa pari a 1.00, si ricava quindi un valore di angolo di attrito in linea con quello della caratterizzazione generale, pari a 38°. Non sono presenti indagini sismiche DH e MASW, i valori ottenuti quindi dalle correlazioni empiriche forniscono un range di valori variabili tra 30 e 50 MPa.

La formazione UG2A associata al profilo 4 vede materiale mediamente addensato, con valori di D_r mediamente pari 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36° . Il valore medio del modulo elastico è stato stimato tramite le correlazioni empiriche di letteratura, forniscono range di valori compresi tra 40 e 100 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore unitario a circa 30 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR pari a 4. Il valore di C_u si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori di 60 kPa a circa 20-30 m, mentre per strati più superficiali si hanno valori di C_u pari a 50 kPa. Si sono inoltre ricavati i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci tramite prove di taglio diretto, che fornisce valori in linea con quelli della caratterizzazione generale per gli strati più superficiali, mentre per profondità di 15 m si hanno strati deboli con coesione nulla. Si deve però specificare che tali valori di coesione nulla sono da intendersi come "puntuali" e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori identici a quelli della caratterizzazione generale. Si è inoltre effettuato uno studio dei valori dei coefficienti di compressione, rigonfiamento e ricomprensione ricavati dalle indagini afferenti al profilo 4, tali valori risultano essere rispettivamente, per il coefficiente di compressione compreso tra 0.19 e 0.29, per il coefficiente di rigonfiamento tra 0.04 e 0.06 e per il coefficiente di ricomprensione compreso tra 0.006 e 0.010.

2.4.4.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 4

Tabella 120 – Parametri caratteristici – Profilo 4

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	60-95	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.24	0.045	0.009

2.4.5. Caratterizzazione geotecnica profilo 5

2.4.5.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 121 – Modello geotecnico per Argine Est comparto 1 (sezione tipo 4)

P.C. variabile da +143,5 a +138,5			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	6,0	UG2A
6,0	÷	7,0	UG2B
7,0	÷	18,0	UG2A
18,0	÷	30,0	UG2B
30,0	÷	35,5	UG2A
35,5	÷	47,0	UG2B
47,0	÷	50,0	UG2A

2.4.5.2. Sondaggi associati al Profilo 5

Profilo	Sondaggi/indagini
5	SG
5	SF
5	S10

2.4.5.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 5

2.4.5.3.1. Densità relativa UG1A – Profilo 5

Tabella 122 – Densità relativa UG1A – Profilo 5

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	Nspt	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
S10	3	30	33	33	65	addensato	25	0.67

Dato il numero esiguo di campioni disponibili per il profilo in esame si considerano i parametri di densità relativa di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.3.2. Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 5

Tabella 123 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 5

Sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
S10	3	35	39

Dato il numero esiguo di campioni disponibili per il profilo in esame si considerano i parametri di angolo di attrito di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 5

Tabella 124 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 5

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S10	3	240	117	292	29

Tabella 125 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 5

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S10	3	212	92	230	23

Su tale allineamento non sono presenti specifiche prove sismiche in foro Down-Hole o MASW in grado di fornire un andamento con la profondità del modulo elastico del terreno.

Dato il numero esiguo di campioni disponibili per il profilo in esame si considerano i parametri di modulo elastico di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 5

2.4.5.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 5

Tabella 126 – Densità relativa UG2A- Profilo 5

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
S10	7	70	34	42	addensato	26	0.56
S10	10	100	34	34	addensato	26	0.51
S10	12	120	66	60	addensato	51	0.68
S10	21	210	85	56	addensato	65	0.67
S10	25.6	256	34	20	medio-sciolto	26	0.40

Il valore di densità relativa supera lo 0.50, si considera quindi la presenza di materiale addensato.

2.4.5.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 5

Tabella 127 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 5

sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
S10	7	36	38
S10	10	36	37

S10	12	37	39
S10	21	37	39
S10	25.6	36	36

I valori minimi di angolo di attrito valutati per la presente unità geotecnica nel profilo 5 sono pari a 36°, quindi in linea con quanto ottenuto in caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 5

Tabella 128 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 5

sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - <i>Ohta & Goto (1978)</i>	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S10	7	284	164	410	41
S10	10	304	188	470	47
S10	12	353	254	635	63
S10	21	411	344	860	86
S10	25.6	364	270	676	68

Tabella 129 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 5

sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - <i>da Yoshida et al. (1988)</i>	γ	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
S10	7	263	20	141	352	35
S10	10	276	20	155	388	39
S10	12	334	20	228	570	57
S10	21	385	20	302	756	76
S10	25.6	315	20	202	505	51

Su tale allineamento non sono presenti nelle vicinanze prove sismiche in foro o MASW tali da fornire un andamento con la profondità delle onde di taglio.

I valori di modulo elastico valutati dalle correlazioni di letteratura sono coerenti con quanto determinato nella caratterizzazione geotecnica generale, ovvero si adotta un range tra 40 e 70 MPa.

2.4.5.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 5

2.4.5.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 5

Il valore di OCR è variabile con la profondità, in tale profilo si ottengono valori di 1-2 per valori di z pari a 30-40 m, mentre per profondità inferiori si arriva a 4.

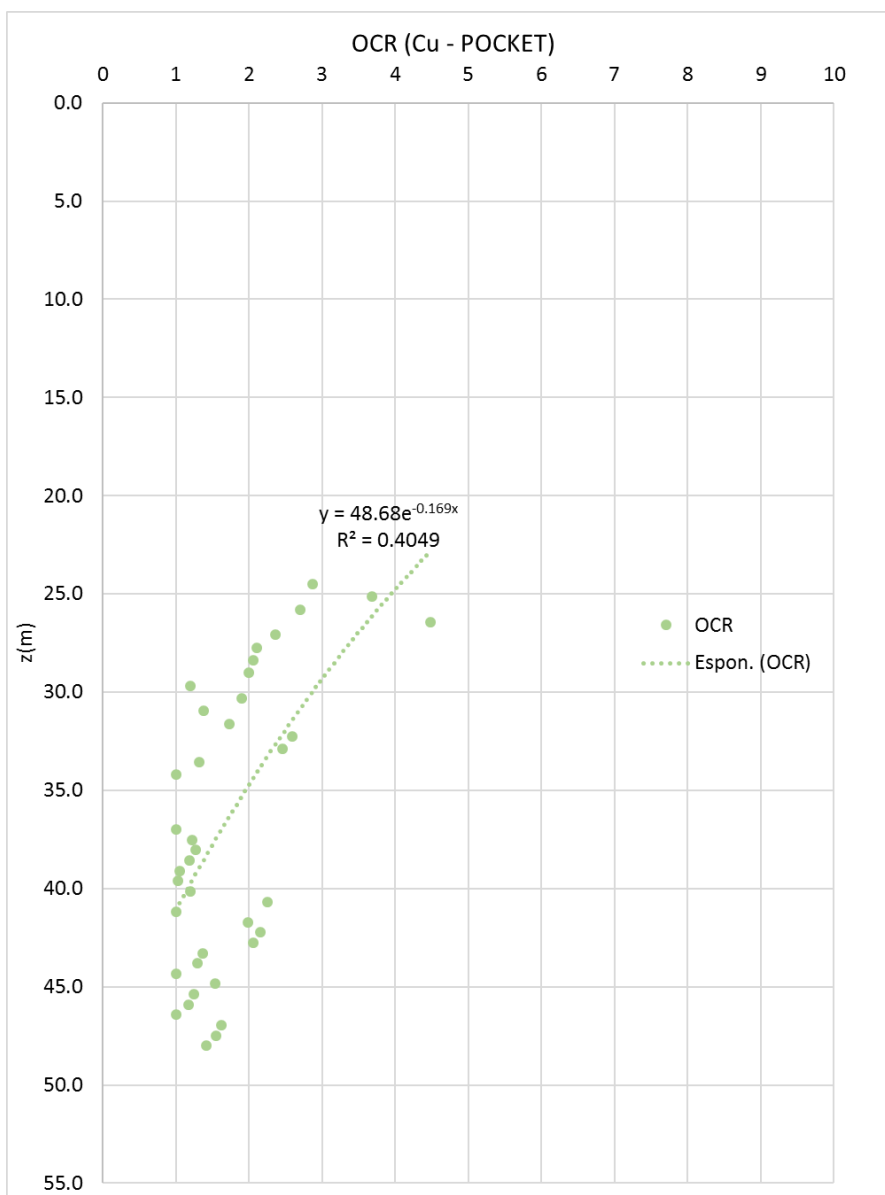


Figura 78 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 5

2.4.5.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 5

Si riportano le prove SPT, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 130 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove SPT UG2B – Profilo 5

sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	C_u (kPa) da Stroud (1974)
s10	25.6	256	34	187

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 131 – Valori di Cu da pocket penetrometer

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
S10	24,5-34,2	3.2	160
		4	200
		3.2	160
		4.9	245
		3	150
		2.8	140
		2.8	140
		2.8	140
		1.9	95
		2.8	140
		2.2	110
		2.7	135
		3.8	190
		3.7	185
		2.3	115
		1.8	90
	37-48	2	100
		2.4	120
		2.5	125
		2.4	120
		2.2	110
		2.2	110
		2.5	125
		4.2	210
		2	100
		3.9	195
		4.2	210
		4.1	205
		3	150
		2.9	145
		2.3	115
		3.4	170
		2.9	145
		2.8	140
		1.7	85
		3.7	185
		3.6	180
		3.4	170

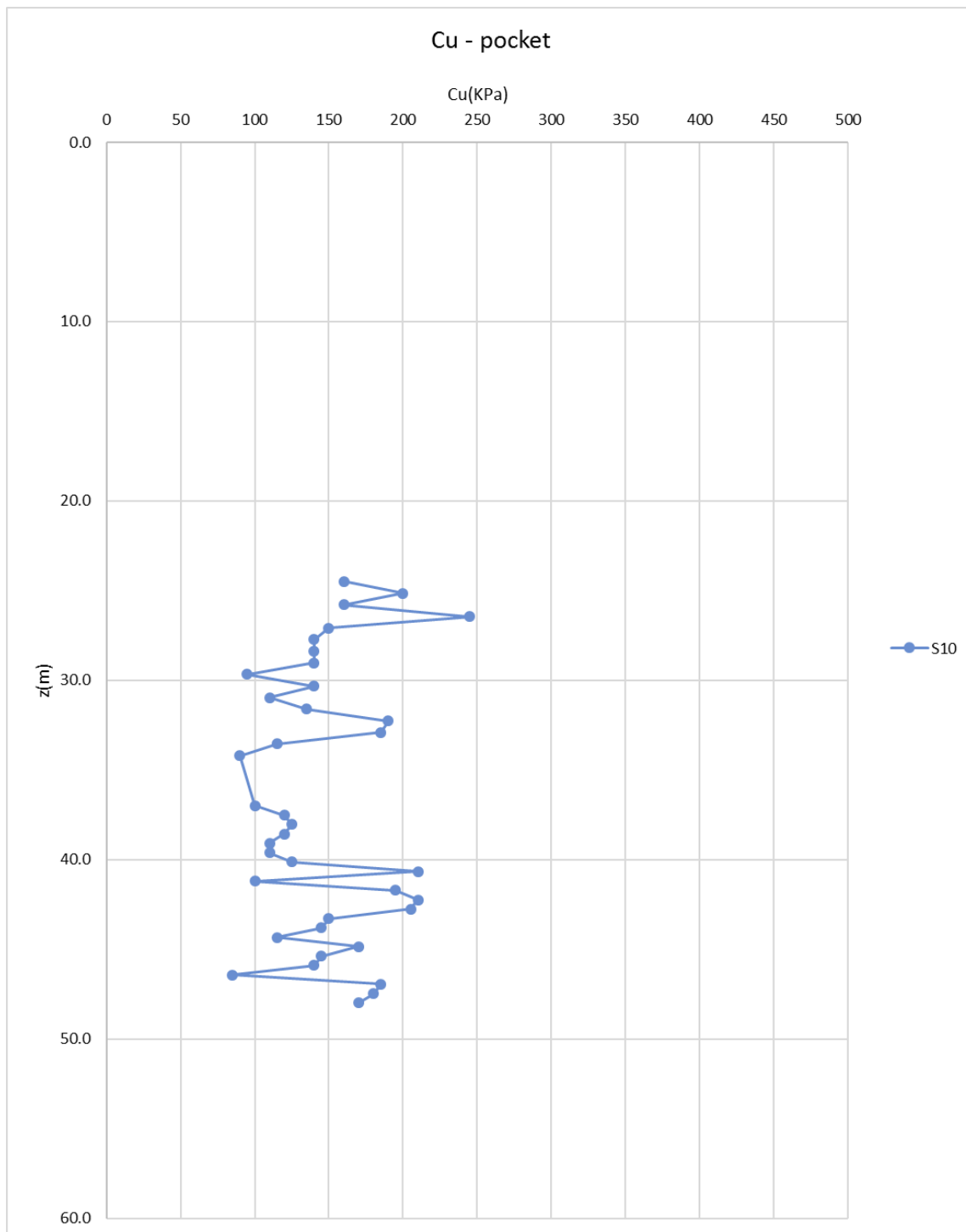


Figura 79 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 5

I valori minimi di Cu pari a circa 80 kPa sono rilevati a profondità tra 30 e 45 m, risultano essere valori superiori ai minimi di caratterizzazione geotecnica, verranno adottati per il profilo esaminato.

2.4.5.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 5

Non sono presenti su tale allineamento prove di taglio diretto in grado di fornire per la U.G. 2B valori di coesione e angolo di attrito.

Si adotteranno quindi i parametri di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 5

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
4	5	6.5	80	125	80	125
4	5	24	101	180	101	180
4	5	40	320	320	320	320

Non sono presenti prove edometriche in corrispondenza di tale allineamento, quindi si adotteranno i parametri geotecnici generali previsti.

Si adotteranno quindi i parametri di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 5

Non sono presenti prove edometriche in corrispondenza di tale allineamento, quindi si adotteranno i parametri geotecnici generali previsti.

Si adotteranno quindi i parametri di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.5.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 5

La stratigrafia di riferimento per il profilo 5 presenta le formazioni UG2A e UG2B.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, a causa della scarsità di prove afferenti al profilo in esame, si adottano i parametri di caratterizzazione geotecnica generale.

La formazione UG2A associata al profilo 5 vede materiale addensato, con valori di Dr mediamente pari 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36°. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato tramite le correlazioni empiriche di letteratura, siccome non sono presenti indagini sismiche DH e MASW, forniscono range di valori compresi tra 40 e 70 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore 1-2 a circa 30-40 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR pari a 4-5. Il valore di Cu si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori di 80 kPa. Non essendo presenti prove di taglio diretto, si adottano i parametri geotecnici di caratterizzazione generale. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori identici a quelli della caratterizzazione

generale, non essendo disponibili prove edometriche il modulo edometrico è assunto pari al range della caratterizzazione generale. Il medesimo criterio si è adottato per i coefficienti di compressione, rigonfiamento e ricomprensione.

2.4.5.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 5

Tabella 132 – Parametri caratteristici – Profilo 5

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	55-90	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.22-0.26	0.03-0.04	0.005-0.009

2.4.6. Caratterizzazione geotecnica profilo 6

2.4.6.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 133 – Modello geotecnico per Argine est comparto 2 (sezione tipo 3)

P.C. variabile da +139,0 a +134,5			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	1,5	UG2B
1,5	÷	9,5	UG2A
9,5	÷	11,0	UG2B
11,0	÷	21,0	UG2A
21,0	÷	23,0	UG2B
23,0	÷	39,0	UG2A

2.4.6.2. Sondaggi associati al Profilo 6

Profilo	Sondaggi/indagini
6	SH
6	S11
6	DPSH7
6	DPSH8
6	DPSH9
6	MASW1
6	MASW2
6	MASW3
6	MASW4
6	MASW5
6	MASW6
6	MASW7

2.4.6.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 6

2.4.6.3.1. *Densità relativa UG1A – Profilo 6*

Tabella 134 – Densità relativa UG1A – Profilo 6

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
SIG2	1.5	15	63	100	addensato	48	1.11
SIG2	3	30	100	100	addensato	77	1.18
SIG2	4.7	47	100	100	addensato	77	1.06
S11	3	30	86	100	addensato	66	1.10

Il materiale esaminato è considerato addensato, con valori di Dr superiori a 1.00.

2.4.6.3.2. *Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 6*

Tabella 135 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 6

Sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
SIG2	1.5	37	44
SIG2	3	37	45
SIG2	4.7	36	44
S11	3	36	44

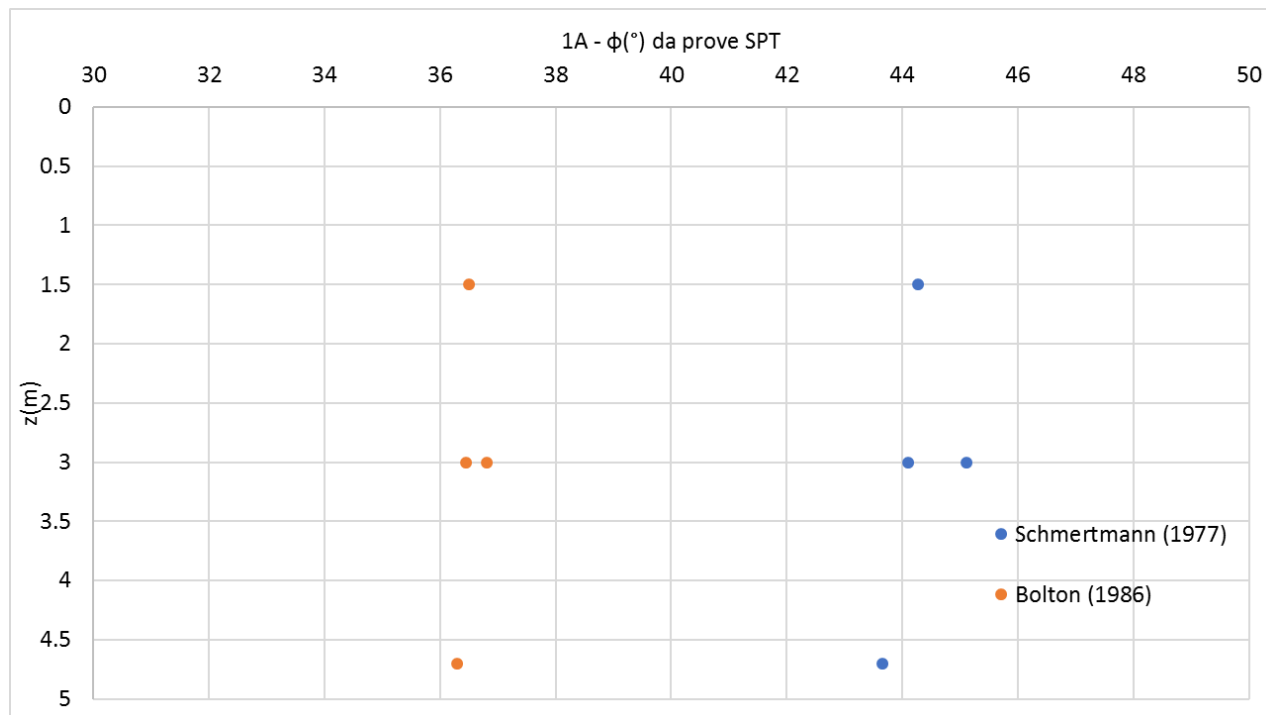


Figura 80 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 6

Il valore di angolo di attrito adottato per la UG1A in tale allineamento risulta essere pari a 36-37°.

2.4.6.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 6

Tabella 136 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 6

Sondaggio	z (m)	V_s (m/s) – Ohta & Goto (1978)	G_0 (Mpa)	E_0 (Mpa)	E' (Mpa)
SIG2	1.5	234	112	280	28
SIG2	3	290	172	429	43
SIG2	4.7	316	204	510	51
S11	3	283	163	407	41

Tabella 137 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 6

Sondaggio	z (m)	V_s (m/s) – da Yoshida et al. (1988)	G_0 (Mpa)	E_0 (Mpa)	E' (Mpa)
SIG2	1.5	226	104	261	26
SIG2	3	280	160	400	40
SIG2	4.7	298	181	453	45
S11	3	270	148	371	37

Tabella 138 – Deformabilità da prove sismiche MASW – Profilo 6

MASW	profondità media (m)	prof. da (m):	prof. a (m):	Vs (m/s)	G0 (Mpa)	E' (Mpa)
MASW1	1.5	0	3	350	245	61
MASW1	5.25	3	7.5	450	405	101
MASW2	1.5	0	3	350	245	61
MASW2	5.25	3	8	400	320	80
MASW3	3	0	5	400	320	80
MASW4	3	0	5	400	320	80
MASW5-SH	3	0	5	350	245	61
MASW6-S11	3	0	5	350	245	61
MASW7-SIG2	2	0	4	300	180	45

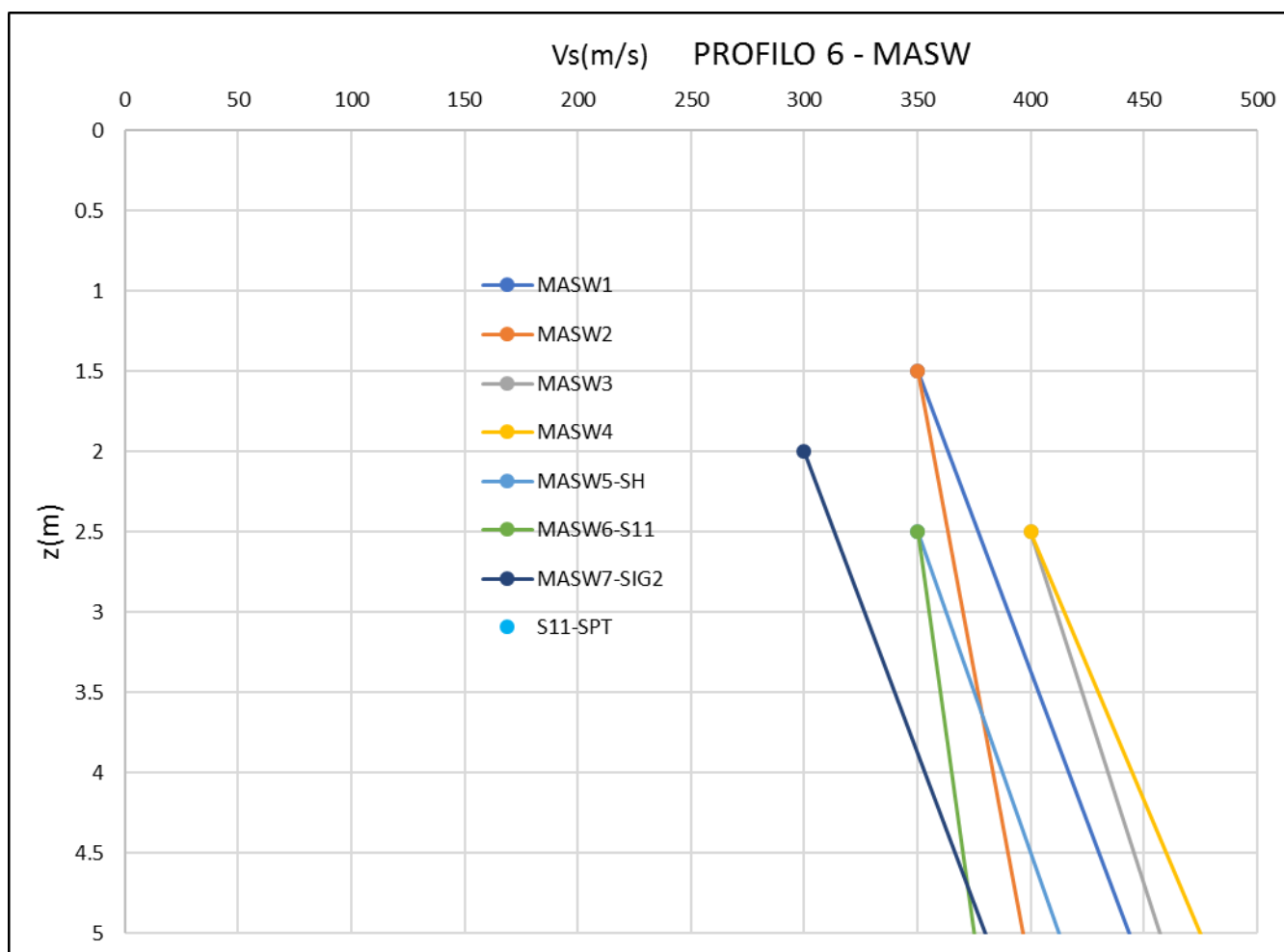


Figura 81 – Distribuzione delle Vs (m/s) con la profondità UG1A – Profilo 6

La deformabilità derivata dalle prove sismiche rispecchia quanto determinato in caratterizzazione geotecnica generale, con lavori del modulo che hanno minimi di 45 MPa e massimi di 100 MPa, variabili crescenti con la profondità.

2.4.6.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 6

2.4.6.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 6

Tabella 139 – Densità relativa UG2A- Profilo 6

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG2	6.3	63	83	100	addensato	64	0.90
SIG2	8.2	82	63	70	addensato	48	0.73
SIG2	9.5	95	100	100	addensato	77	0.89
SIG2	10.9	109	100	95	addensato	77	0.86
SIG2	12.3	123	83	74	addensato	64	0.76
SIG2	13.7	137	72	60	addensato	55	0.68
SIG2	15.1	151	100	69	addensato	77	0.79
SIG2	16.7	167	100	75	addensato	77	0.77
SIG2	18	180	49	35	addensato	38	0.53
SIG2	19.6	196	43	29	addensato	33	0.48
SIG2	21.25	212.5	81	53	addensato	62	0.65
SIG2	22.7	227	73	46	addensato	56	0.61
SIG2	26.75	267.5	71	41	addensato	55	0.58
SIG2	28.6	286	100	56	addensato	77	0.67
SIG2	30.5	305	64	34	addensato	49	0.53
SIG2	33	330	80	41	addensato	62	0.58
SIG2	34.7	347	41	20	medio-sciolto	32	0.41
SIG2	36.8	368	63	30	addensato	48	0.50
SIG2	38	380	66	31	addensato	51	0.51
SIG2	40.1	401	46	21	medio-sciolto	35	0.42
SIG2	42.2	422	58	26	addensato	45	0.47
S11	7	70	27	33	addensato	21	0.50
S11	10	100	9	9	medio-sciolto	7	0.26
S11	12	120	30	27	addensato	23	0.46
S11	21	210	41	27	addensato	32	0.47
S11	25	250	71	43	addensato	55	0.59

Per quanto riguarda la UG2A si vede come la Dr risulta essere superiore a 0.50 e per vari valori di profondità il materiale risulta essere addensato.

2.4.6.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 6

Tabella 140 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 6

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Schmertmann}$ (1977)
SIG2	6.3	38	42

SIG2	8.2	37	40
SIG2	9.5	38	42
SIG2	10.9	37	41
SIG2	12.3	37	40
SIG2	13.7	37	39
SIG2	15.1	37	41
SIG2	16.7	37	40
SIG2	18	36	38
SIG2	19.6	36	37
SIG2	21.25	37	39
SIG2	22.7	36	38
SIG2	26.75	36	38
SIG2	28.6	37	39
SIG2	30.5	36	38
SIG2	33	36	38
SIG2	34.7	36	36
SIG2	36.8	36	37
SIG2	38	36	37
SIG2	40.1	36	36
SIG2	42.2	36	37
S11	7	36	37
S11	10	35	35
S11	12	36	37
S11	21	36	37
S11	25	36	38

Da correlazioni di letteratura si ottiene un valore minimo di angolo di attrito pari a 36°, conforme a quanto ottenuto in caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.6.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 6

Tabella 141 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 6

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	6.3	324	214	536	54
SIG2	8.2	325	216	539	54
SIG2	9.5	363	268	670	67
SIG2	10.9	372	283	706	71
SIG2	12.3	369	278	694	69
SIG2	13.7	368	275	689	69
SIG2	15.1	387	305	763	76
SIG2	16.7	404	333	833	83
SIG2	18	362	268	670	67

SIG2	19.6	360	265	661	66
SIG2	21.25	408	340	850	85
SIG2	22.7	406	336	841	84
SIG2	26.75	417	355	887	89
SIG2	28.6	448	410	1025	102
SIG2	30.5	420	360	900	90
SIG2	33	444	401	1003	100
SIG2	34.7	399	324	811	81
SIG2	36.8	435	385	963	96
SIG2	38	441	396	991	99
SIG2	40.1	418	357	893	89
SIG2	42.2	440	395	986	99
S11	7	272	151	378	38
S11	10	241	119	297	30
S11	12	308	193	483	48
S11	21	362	267	668	67
S11	25	412	346	864	86

Tabella 142 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 6

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	γ	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG2	6.3	323	20	213	533	53
SIG2	8.2	313	20	200	500	50
SIG2	9.5	359	20	263	657	66
SIG2	10.9	366	20	273	682	68
SIG2	12.3	355	20	257	643	64
SIG2	13.7	348	20	247	617	62
SIG2	15.1	383	20	299	748	75
SIG2	16.7	388	20	308	769	77
SIG2	18	328	20	220	550	55
SIG2	19.6	322	20	211	527	53
SIG2	21.25	381	20	296	740	74
SIG2	22.7	375	20	286	716	72
SIG2	26.75	381	20	296	739	74
SIG2	28.6	419	20	358	894	89
SIG2	30.5	378	20	291	728	73
SIG2	33	404	20	333	832	83
SIG2	34.7	344	20	242	604	60
SIG2	36.8	387	20	305	762	76
SIG2	38	393	20	315	787	79
SIG2	40.1	362	20	267	667	67
SIG2	42.2	386	20	304	759	76

S11	7	248	20	125	313	31
S11	10	198	20	80	200	20
S11	12	274	20	154	384	38
S11	21	321	20	210	525	53
S11	25	377	20	290	726	73

Tabella 143 – Deformabilità da MASW UG2A – Profilo 6

MASW	profondità media (m)	prof. da (m):	prof. a (m):	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)
MASW1	11.25	7.5	15	500	500	125
MASW1	18	15	21	600	720	180
MASW1	24.5	21	28	350	245	61
MASW1	30.5	28	33	500	500	125
MASW1	36.5	33	40	800	1280	320
MASW2	5.25	3	8	400	320	80
MASW2	8.75	8	10	450	405	101
MASW2	12.5	10	15	500	500	125
MASW2	17.5	15	20	550	605	151
MASW2	24	20	28	350	245	61
MASW2	29	28	30	450	405	101
MASW2	35	30	40	700	980	245
MASW3	11	5	18	600	720	180
MASW3	21	18	25	500	500	125
MASW3	28	25	30	550	605	151
MASW3	35	30	40	750	1125	281
MASW4	8	5	10	550	605	151
MASW4	13	10	15	400	320	80
MASW4	18	15	20	500	500	125
MASW4	14	2	25	600	720	180
MASW4	33	25	40	750	1125	281
MASW5-SH	9	5	12	500	500	125
MASW5-SH	15	12	17	600	720	180
MASW5-SH	19	17	20	550	605	151
MASW5-SH	23	20	25	400	320	80
MASW5-SH	28	25	30	500	500	125
MASW5-SH	35	30	40	700	980	245
MASW6-S11	8	5	10	400	320	80
MASW6-S11	11	10	12	450	405	101
MASW6-S11	14	12	15	600	720	180
MASW6-S11	18	15	20	550	605	151
MASW6-S11	21	20	22	650	845	211
MASW6-S11	24	22	25	600	720	180

MASW6-S11	33	25	40	750	1125	281
MASW7-SIG2	6	4	8	400	320	80
MASW7-SIG2	10	8	12	500	500	125
MASW7-SIG2	15	12	17	400	320	80
MASW7-SIG2	23	17	28	600	720	180
MASW7-SIG2	34	28	40	650	845	211

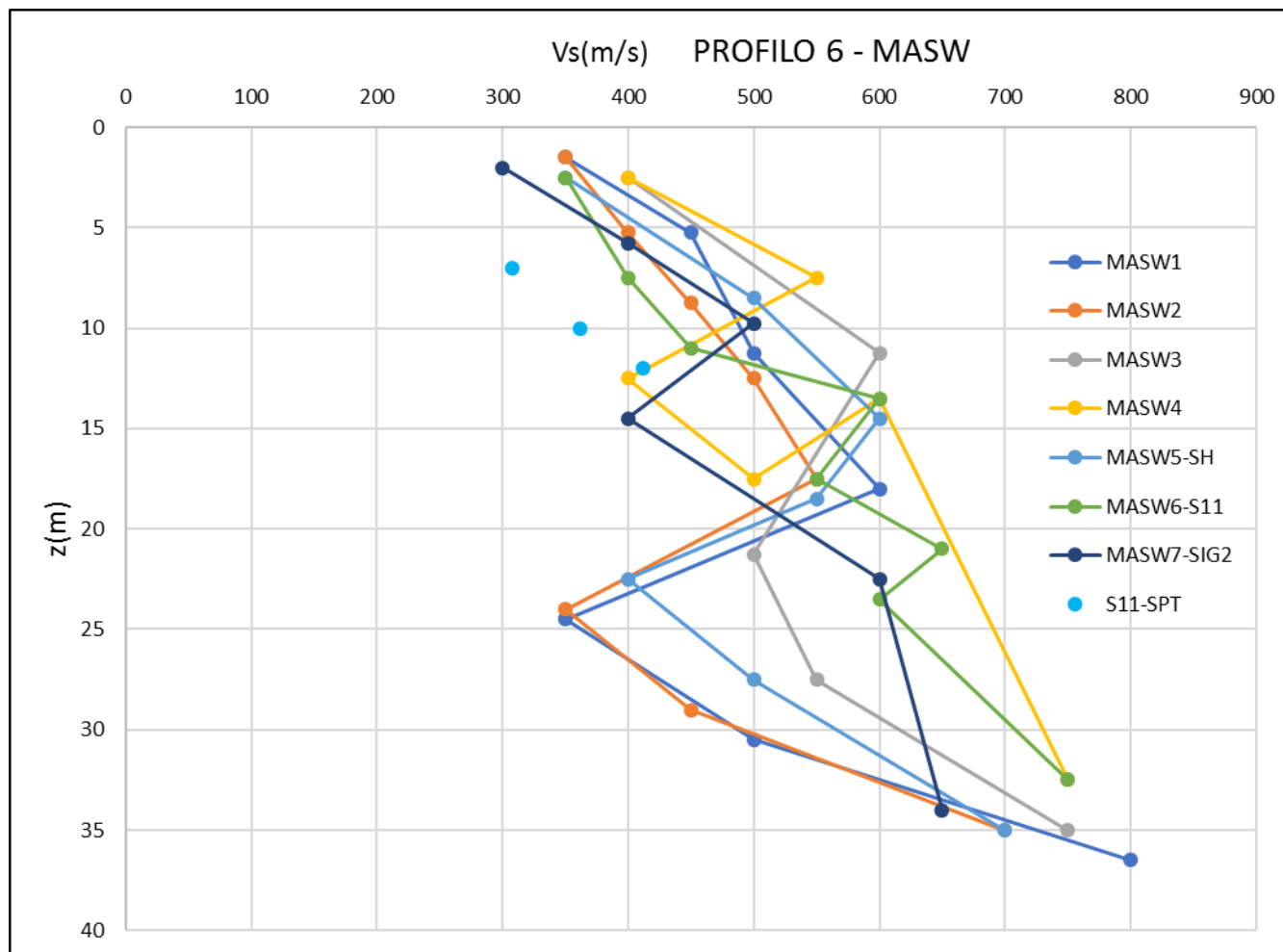


Figura 82 – Distribuzione delle Vs da MASW con la profondità UG2A – Profilo 6

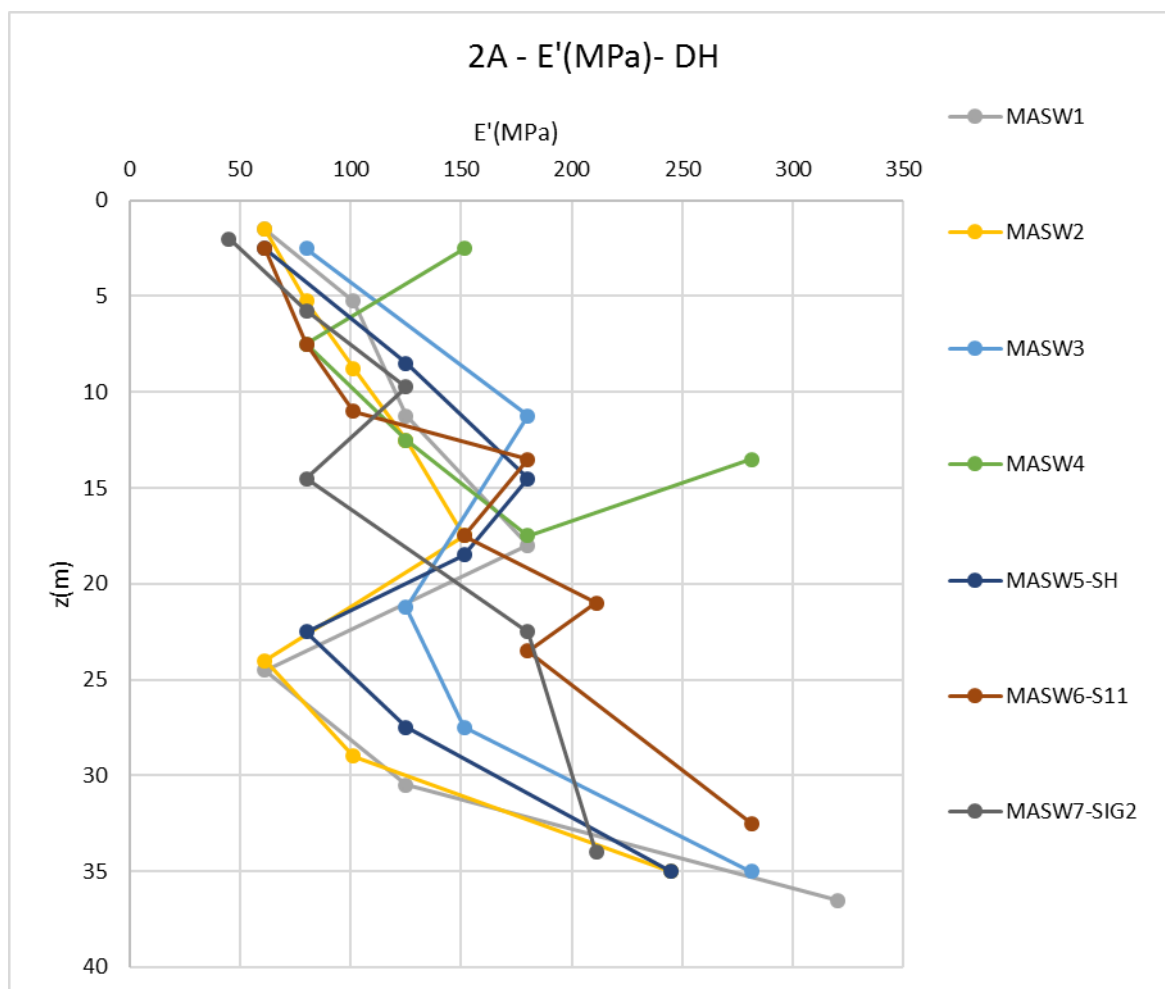


Figura 83 – Distribuzione delle E' da MASW con la profondità UG2A – Profilo 6

I valori di deformabilità per la UG2A sono in linea con quelli di caratterizzazione geotecnica generale, infatti si ha una variabilità da circa 70 MPa per profondità ridotte fino a raggiungere valori superiori a 200 MPa per profondità di 30 m.

2.4.6.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 6

2.4.6.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 6

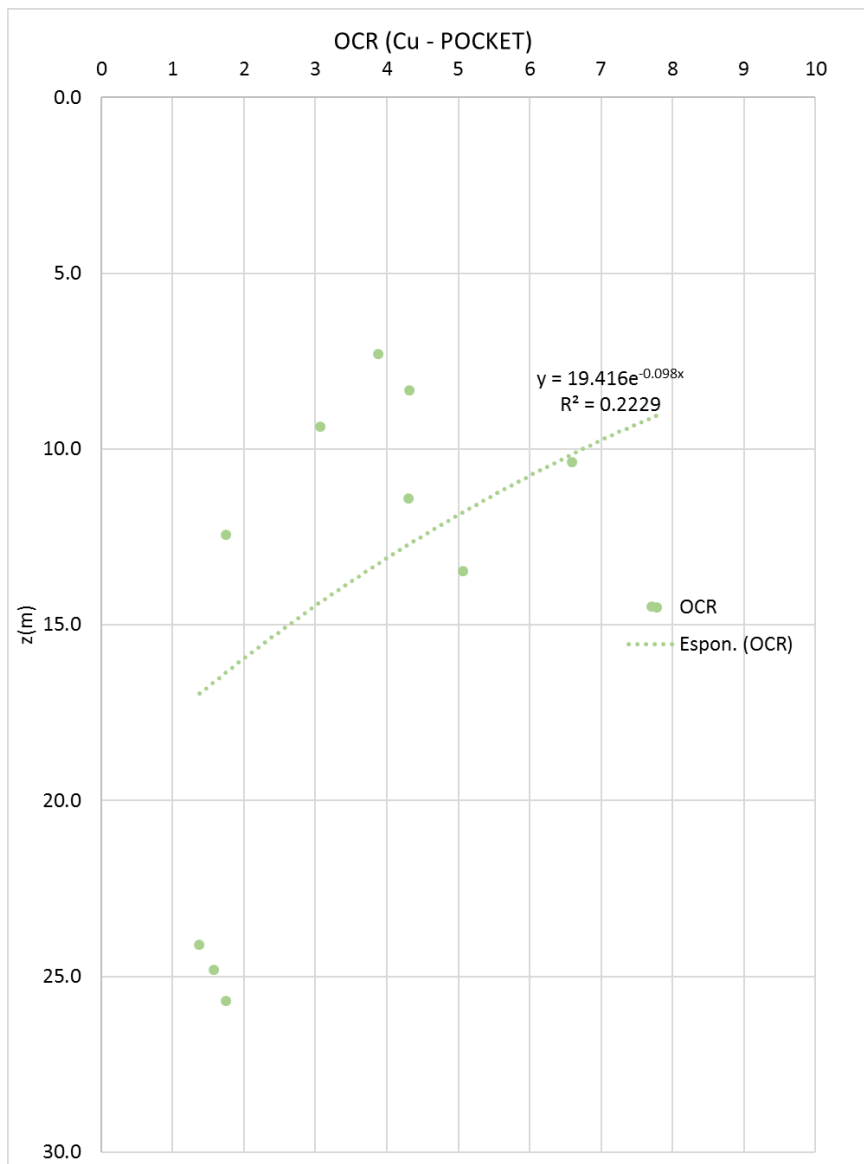


Figura 84 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 6

Tabella 144 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 6

sondaggio	z (m)	OCR
SIG2	24.6	3

Per il profilo in esame, a profondità di circa 20 m l'OCR assume valori di circa 1-2, mentre a 10 m si ha un vasto range di parametri, da 2 a 8.

2.4.6.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 6

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 145 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 6

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG2	24.5	298.8	597.6

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 146 – Valori di Cu ricavati da pocket penetrometer

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
SH	7,3-14,5	1.5	75
		1.8	90
		1.5	75
		3	150
		2.3	115
		1.2	60
		3	150
		4.5	225
SIG2	24,1-25,7	1.75	87.5
		2	100
		2.25	112.5

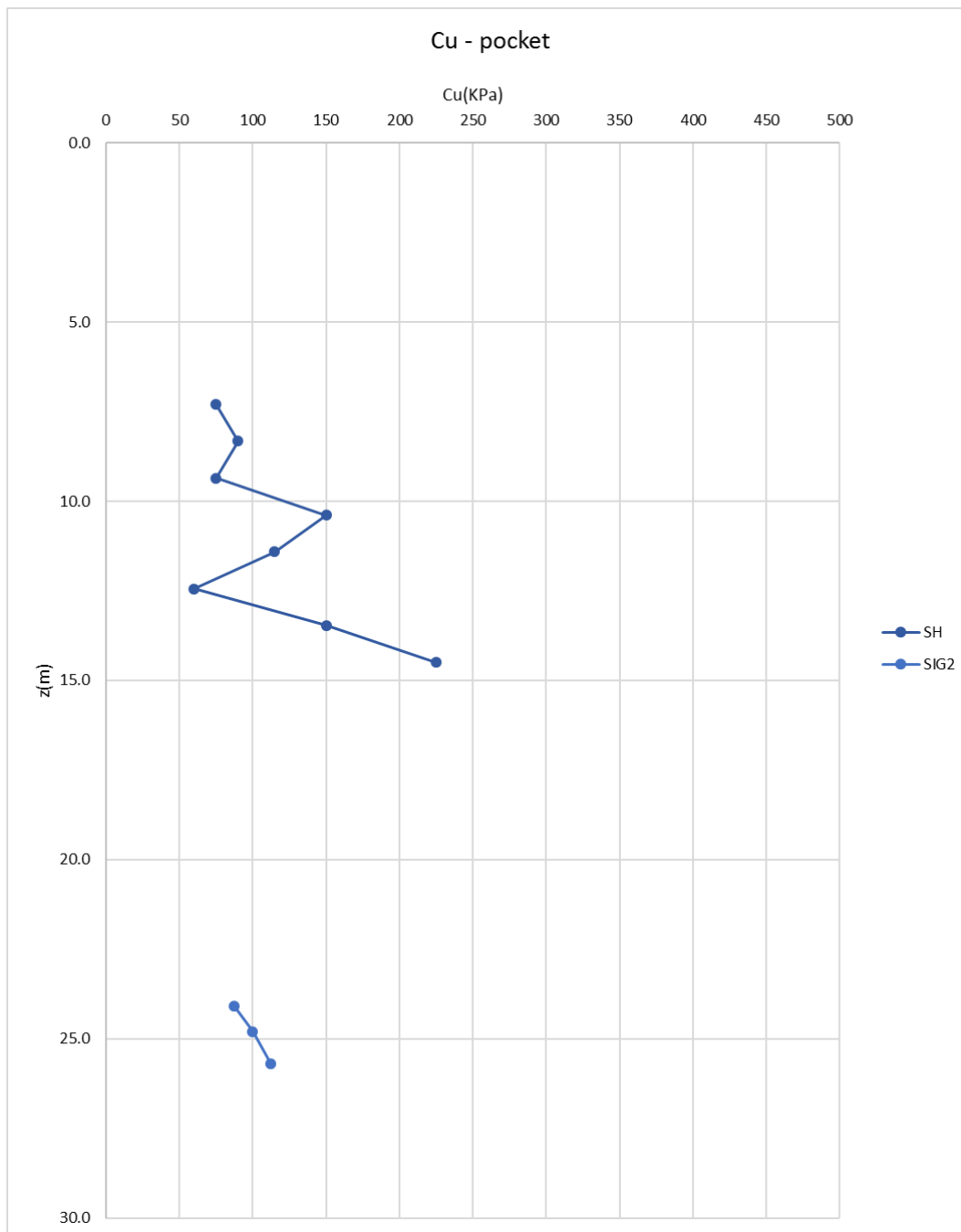


Figura 85 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 6

Valori minimi di Cu raggiungono i 50 kPa, rilevati a profondità pari a circa 15 m.

2.4.6.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 6

Non sono presenti prove di taglio dirette per questo allineamento, quindi si adotteranno i parametri geotecnici caratteristici generali.

2.4.6.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 6

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
3	6	0.75	80	80	80	80
3	6	10	80	101	80	101
3	6	22	80	180	80	180

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 147 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 6

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG2	24.6	19.9	16.3	13.25	11.75	19.57

I valori adottati per il profilo in esame sono quelli di caratterizzazione geotecnica generale, essendo unicamente presente una prova edometrica (che comunque conferma i valori caratteristici).

2.4.6.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 6

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 148 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 6

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG2	24.6	19.9	1600	3000	0.47	0.40	0.26	3000	800	0.40	0.43	0.04

I valori di indice di compressibilità C_c risulta essere pari a 0.26, mentre C_s è assunto pari a 0.04.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Il valore di coefficiente di compressione secondaria è pari a 0.003.

Tabella 149 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 6

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	Indice di ricomprensione C α
SIG2	24.6	19.9	0.003

2.4.6.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 6

La stratigrafia di riferimento per il profilo 6 presenta le formazioni UG2A ed UG2B.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si può affermare che il materiale risulta addensato, con un valore di Dr pari a 1.00. Il valore di angolo di attrito ricavato risulta essere pari a circa 37°. La variabilità della deformabilità rispecchia quanto già determinato in caratterizzazione geotecnica generale, infatti si ha un range tra 45 e 100 MPa.

La formazione UG2A associata al profilo 6 vede materiale addensato, con valori di Dr mediamente superiori a 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36°. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato utilizzando i risultati delle prove sismiche in foro DH e MASW, la variabilità riscontrata assume valori da 70 MPa a 200 MPa per profondità di 30 m.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore 1-2 a circa 25 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR superiori a 4-5. Il valore di Cu si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori minimi di 50 kPa, rilevati a profondità di circa 15 m. Non essendo presenti prove di taglio diretto, si adottano i parametri geotecnici di caratterizzazione generale. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori minimi comparabili a quelli della caratterizzazione generale. I valori derivati dalle prove edometriche mostrano moduli in linea con la caratterizzazione generale, valori di indice di compressibilità di 0.26, coefficiente di rigonfiamento pari a 0.04 e coefficiente di compressione secondaria di 0.003.

2.4.6.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 6

Tabella 150 – Parametri caratteristici – Profilo 6

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	ϕ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante	2A	20/10	36	0	0	50-80	-	-	-	-

	matrice limosa/argillosa										
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.26	0.04	0.003

2.4.7. Caratterizzazione geotecnica profilo 7

2.4.7.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 151 – Modello geotecnico per profilo 7

P.C. variabile da +139,0 a +134,5				
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica	
0,0	÷	4,0	UG1A	
4,0	÷	11, 0	UG2A	
11, 0	÷	16,0	UG2B	
16,0	÷	21,0	UG2A	
21,0	÷	26,0	UG2B	
26,0	÷	30,0	UG2A	
30,0	÷	33,0	UG2B	
33,0	÷	38,0	UG2A	
38,0	÷	45,0	UG2B	

2.4.7.2. Sondaggi associati al Profilo 7

Profilo	Sondaggi/indagini
7	SI7
7	S16
7	S9
7	SIG3
7	DPSH2

2.4.7.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 7

2.4.7.3.1. *Densità relativa UG1A – Profilo 7*

Tabella 152 – Densità relativa UG1A – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
SIG3	3	30	75	100	addensato	58	1.03
SIG3	4.5	45	78	100	addensato	60	0.94
S9	3	30	6	12	medio-sciolto	5	0.30

Il valore di Dr risulta essere nella maggior parte dei casi pari a 1.00, quindi materiale addensato.

2.4.7.3.2. *Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 7*

Tabella 153 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
SIG3	3	36	43
SIG3	4.5	36	42
S9	3	33	35

Valori minimi di angolo di attrito risultano all'interno del sondaggio S9, mentre SIG3 fornisce valori conformi a quelli della caratterizzazione geotecnica generale. Per Schmertmann (1977) anche nel sondaggio S9 si ottengono valori in linea con quelli della caratterizzazione generale.

2.4.7.3.3. *Deformabilità UG1A – Profilo 7*

Tabella 154 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	V_s (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E' (MPa)
SIG3	3	276	155	389	39
SIG3	4.5	301	184	461	46

S9	3	178	65	162	16
----	---	-----	----	-----	----

Tabella 155 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG3	3	261	138	346	35
SIG3	4.5	279	158	395	40
S9	3	139	39	98	10

Non sono presenti analisi sismiche in foro Down-Hole e MASW sull'allineamento in esame.

In mancanza di ulteriori indagini si adotteranno i valori di deformabilità di progetto.

2.4.7.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 7

2.4.7.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 7

Tabella 156 – Densità relativa UG2A- Profilo 7

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG3	6	60	26	35	addensato	20	0.51
SIG3	8.5	85	53	58	addensato	41	0.67
SIG3	11.5	115	51	47	addensato	39	0.60
SIG3	13	130	50	43	addensato	38	0.58
SIG3	15.5	155	22	17	medio-sciolto	17	0.37
SIG3	17	170	35	26	addensato	27	0.45
SIG3	21.5	215	39	25	addensato	30	0.45
SIG3	25	250	41	25	medio-sciolto	32	0.45
SIG3	28	280	80	45	addensato	62	0.61
SIG3	30	300	77	42	addensato	59	0.58
SIG3	34.5	345	50	25	medio-sciolto	38	0.45
SIG3	36	360	81	40	addensato	62	0.57
S9	7	70	36	44	addensato	28	0.58
S9	10	100	96	96	addensato	74	0.86
S9	12	120	31	28	addensato	24	0.47
S9	21	210	51	34	addensato	39	0.52
S9	25	250	34	20	medio-sciolto	26	0.40

Il terreno esaminato è considerato addensato, con valori di Dr superiori in media allo 0.50.

2.4.7.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 7

Tabella 157 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton (1986)}$	$\phi_{\text{picco}} - \text{Schmertmann (1977)}$
SIG3	6	36	37
SIG3	8.5	37	39
SIG3	11.5	36	38
SIG3	13	36	38
SIG3	15.5	35	36
SIG3	17	36	37
SIG3	21.5	36	37
SIG3	25	36	37
SIG3	28	36	38
SIG3	30	36	38
SIG3	34.5	36	37
SIG3	36	36	38
S9	7	36	38
S9	10	37	41
S9	12	36	37
S9	21	36	37
S9	25	36	36

I valori minimi di angolo di attrito si attestano sui valori di caratterizzazione geotecnica generale, ovvero 36°.

2.4.7.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 7

Tabella 158 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	V_s (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E' (MPa)
SIG3	6	263	141	352	35
SIG3	8.5	318	206	515	52
SIG3	11.5	335	228	571	57
SIG3	13	342	238	595	59
SIG3	15.5	307	192	479	48
SIG3	17	338	233	583	58
SIG3	21.5	361	265	663	66
SIG3	25	374	286	715	71
SIG3	28	430	376	941	94
SIG3	30	433	381	954	95
SIG3	34.5	412	347	867	87
SIG3	36	452	417	1041	104
S9	7	286	167	418	42
S9	10	364	269	674	67
S9	12	310	196	489	49
S9	21	376	288	721	72

S9	25	363	268	670	67
----	----	-----	-----	-----	----

Tabella 159 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 7

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG3	6	240	118	294	29
SIG3	8.5	302	185	463	46
SIG3	11.5	312	198	495	49
SIG3	13	315	203	507	51
SIG3	15.5	263	141	353	35
SIG3	17	300	183	457	46
SIG3	21.5	318	206	515	52
SIG3	25	329	221	551	55
SIG3	28	395	318	795	79
SIG3	30	395	318	795	80
SIG3	34.5	362	267	666	67
SIG3	36	410	343	858	86
S9	7	266	145	362	36
S9	10	358	261	653	65
S9	12	277	156	390	39
S9	21	339	234	586	59
S9	25	314	201	502	50

Non sono presenti analisi sismiche in foro Down-Hole e MASW sull'allineamento in esame.

I valori di deformabilità rientrano comunque all'interno del range di caratterizzazione geotecnica generale,

2.4.7.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 7

2.4.7.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 7

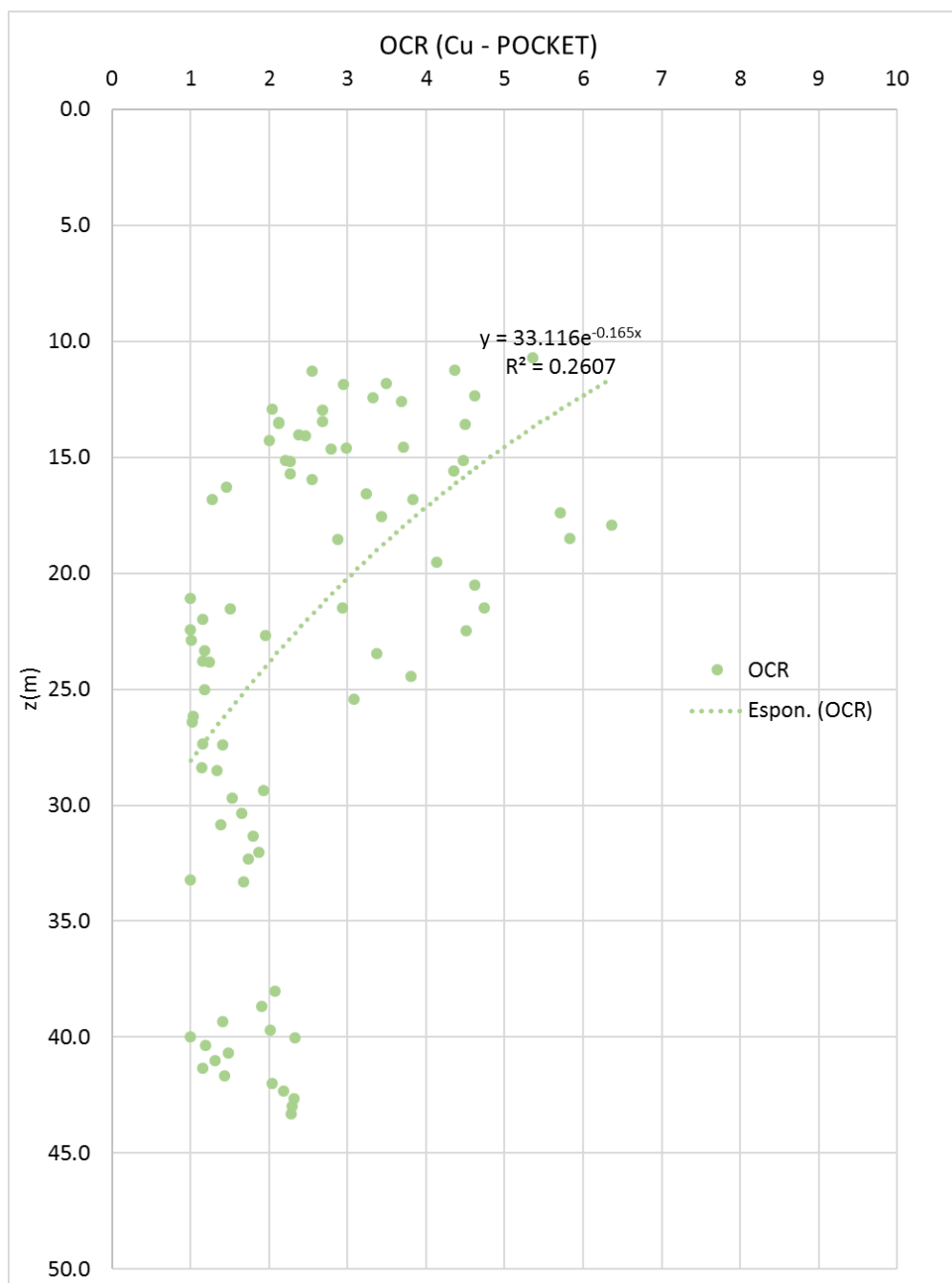


Figura 86 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 7

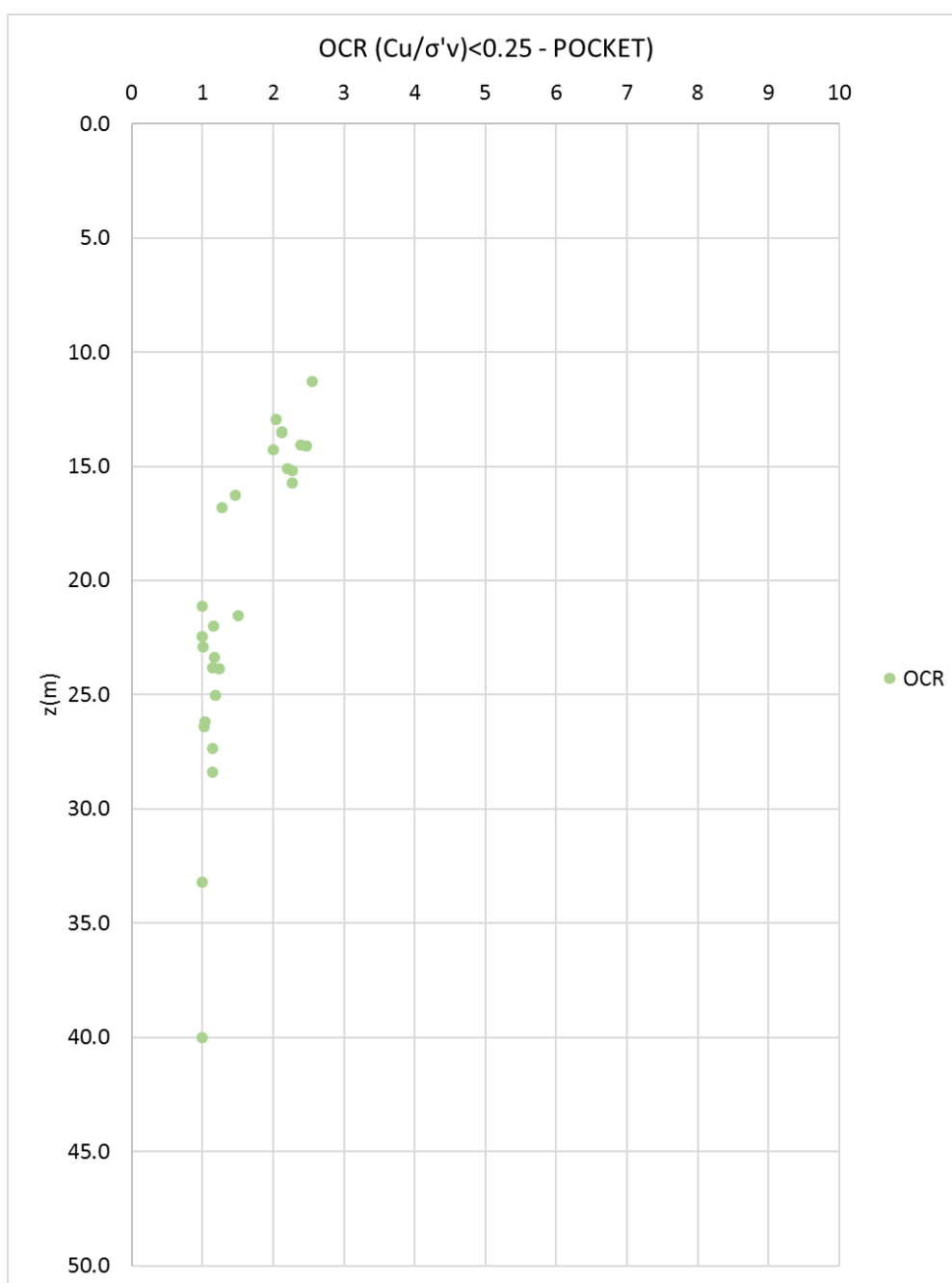


Figura 87 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 7

Tabella 160 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 7

sondaggio	z (m)	OCR
S16	13.25	3
S16	23.2	1
s17	5.4	12
SIG3	18.5	3
SIG3	40	1

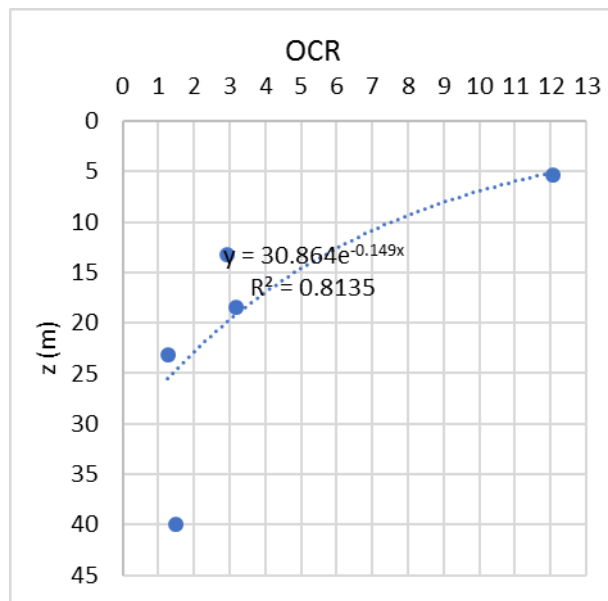


Figura 88 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche – Profilo 7

I valori di OCR passano da 1-2 a 30-40 m di profondità per poi passare a OCR superiori a 3-4 per profondità comprese tra 5 e 20 m.

2.4.7.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 7

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 161 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 7

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG3	14.75	295.8	591.6
SIG3	32.4	262.2	524.4

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 162 – Valori di Cu ricavati da pocket penetrometer – Profilo 7

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
S9	12,6-16,8	2.2	110
		1.8	90
		1.5	75
		1.7	85
		2	100
		1.2	60
	21,5-33,2	2.9	145

		2.2	110
		1.6	80
		1.6	80
		1.5	75
		1.7	85
		2	100
		2.3	115
		2.2	110
		2.9	145
		1.8	90
38-40	3.7	185	
	3.5	175	
	2.8	140	
	1.8	90	
S16	10,7-18,5	2.6	130
		2.3	115
		2	100
		2.6	130
		1.4	70
		1.5	75
		1.7	85
		2.1	105
		3	150
		1.8	90
		1.3	65
		2.9	145
		4.1	205
		4.6	230
		4.4	220
	21,1-23,8	1	50
		1.7	85
		1.4	70
1.2		60	
1.3		65	
1.5		75	
1.5		75	
SI7	11,3-15,2	1.5	75
		1.75	87.5
		2	100
		1.75	87.5
		1.5	75
		1.75	87.5
		2	100

SIG3	13,6-33,3	1.75	87.5
		2.75	137.5
		2.5	125
		3	150
		2.5	125
		2.75	137.5
		2.5	125
		3.5	175
		4	200
		4.25	212.5
		4.25	212.5
		3.5	175
		4	200
		3.5	175
		1.5	75
		2	100
		1.75	87.5
		2.75	137.5
		2.5	125
		2.75	137.5
		2.75	137.5
		2.75	137.5
	39,7-43,3	3.75	187.5
		4.25	212.5
		2.5	125
		3	150
		2.75	137.5
		2.5	125
		3	150
		4	200
		4.25	212.5
		4.5	225
		4.5	225
		4.5	225

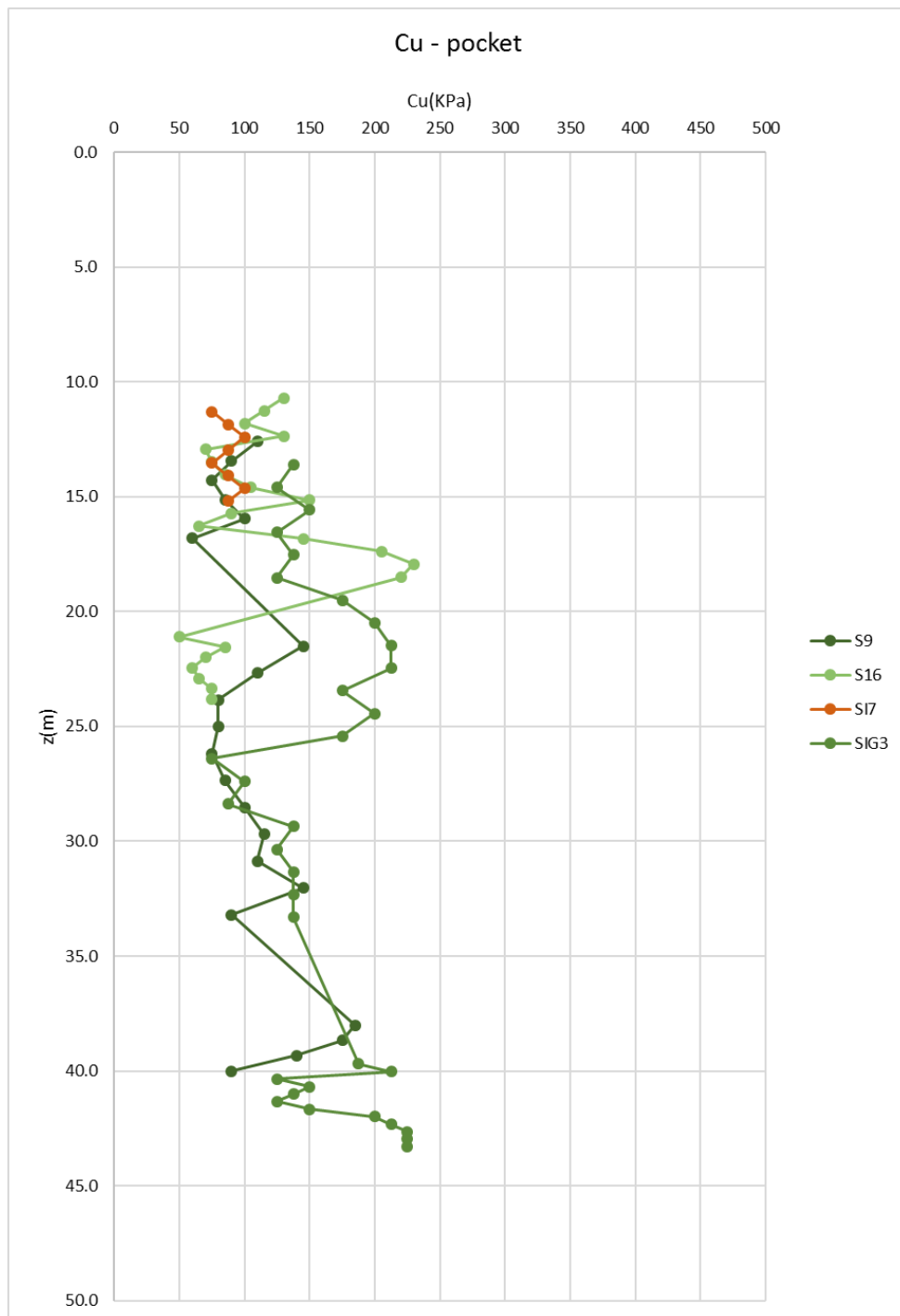


Figura 89 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 7

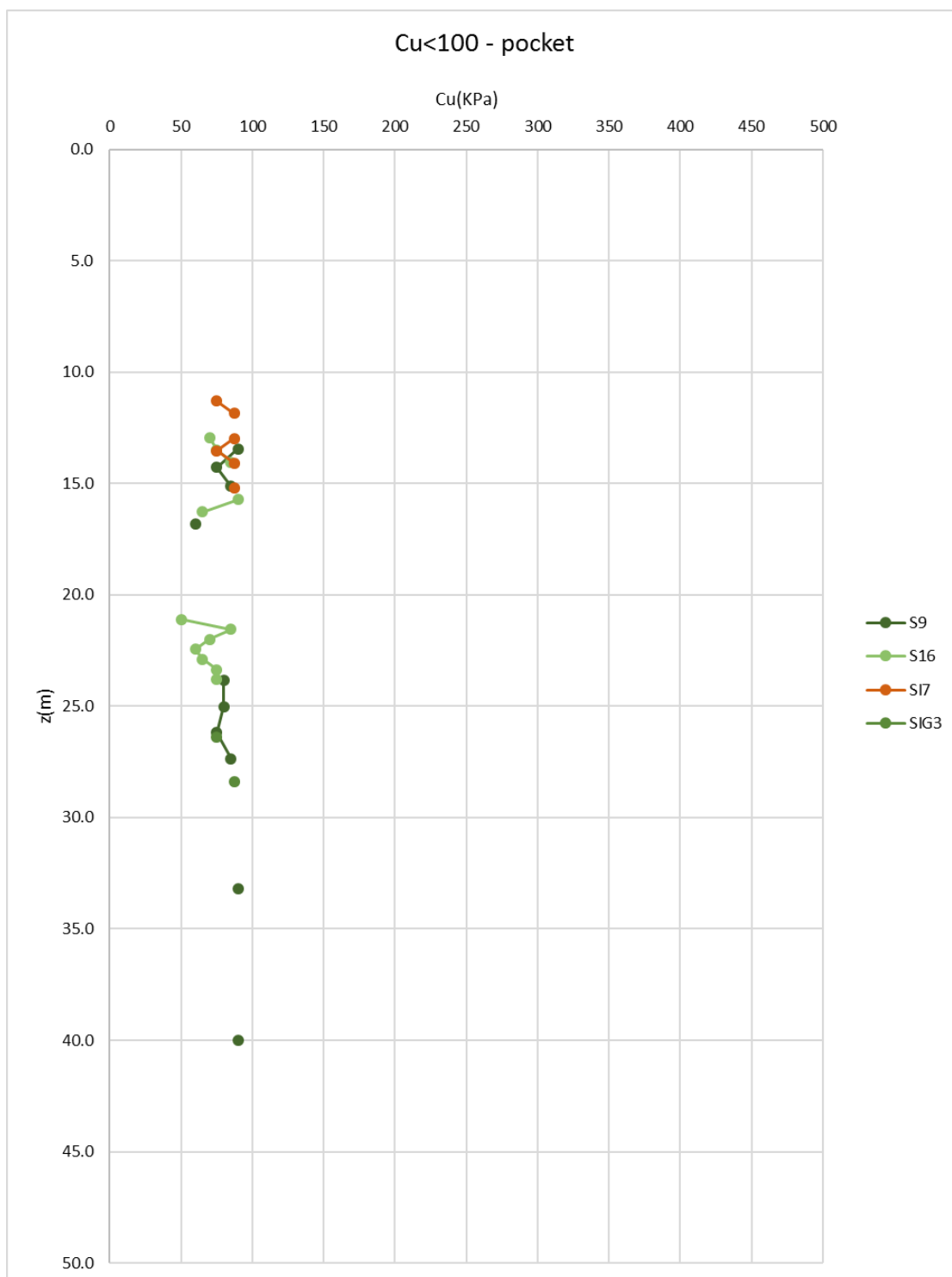


Figura 90 – Distribuzione con la profondità del valore di $Cu<100$ – Profilo 7

Valori minimi di Cu si raggiungono a circa 20-25 m e a 12.5 m di profondità, in particolare nel primo caso si hanno parametri di 50 kPa, mentre nel secondo caso si rilevano Cu pari a 75 kPa.

2.4.7.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 7

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 163 – Esito delle prove di taglio diretto – Profilo 7

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(KPa)	φ (°)
S16	13	25	23
SIG3	20.2	0	24
SIG3	24	0	26

In corrispondenza dei livelli di debolezza riscontrati per la resistenza non drenata si hanno valori di coesione nulla, i valori di angolo di attrito sono coerenti con quanto determinato nella caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.7.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 7

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
lato sud	7	13	80	80	80	80
lato sud	7	23	80	180	80	180
lato sud	7	31	80	180	80	180
lato sud	7	41.5	320	355	320	355

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 164 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 7

ESITO PROVE EDOMETRICHE					
sondaggio	z (m)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG3	18.5	30	19.6	14.9	13.1
SIG3	40	25.5	18.12	12.65	13.92
S16	13.25	6	6.3	8.6	12
S16	23.2	4.3	5.1	7.8	12

Il modulo edometrico risulta essere in linea con quanto valutato in caratterizzazione geotecnica generale, quindi compreso in un range tra 5 e 15 MPa.

2.4.7.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 7

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 165 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 7

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG3	18.5	18.5	1600	3000	0.76	0.66	0.37	3000	800	0.66	0.72	0.10
SIG3	40	20.6	1600	3000	0.46	0.39	0.26	3000	800	0.39	0.41	0.03
S16	13.25	20	3000	6500	0.44	0.36	0.23	6500	1600	0.36	0.38	0.04
S16	23.2	19.8	3000	6500	0.41	0.34	0.22	6500	1600	0.34	0.36	0.03

Il coefficiente di consolidazione primaria C_c varia tra 0.22 e 0.37, mentre il coefficiente di rigonfiamento passa da 0.03 a 0.10.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Tabella 166 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 7

sondaggio	z (m)	H_0 (mm)	ΔH (mm)	Indice di ricomprensione C_α
SIG3	18.5	20	0	0.000
SIG3	40	20	0.01	0.005
S16	13.25	20	0.05	0.009
S16	23.2	20	0.05	0.009

Il coefficiente di compressione secondaria assume valori tra 0.000 e 0.009.

2.4.7.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 7

La stratigrafia di riferimento per il profilo 7 presenta tutte le formazioni trattate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si può affermare che il materiale risulta addensato, con in valore di D_r pari a 1.00. Di conseguenza ne risulta un valore di angolo di attrito in linea con i parametri generali. La deformabilità del terreno viene assunta sulla base della caratterizzazione generale, in quanto non sono presenti indagini sismiche specifiche.

La formazione UG2A associata al profilo 7 vede materiale addensato, con valori di D_r mediamente superiori a 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36°. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato utilizzando i risultati delle correlazioni empiriche di letteratura, che mostrano valori minimi in linea con i parametri generali.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore 1-2 a circa 30-40 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR superiori a 3-4. Il valore di c_u si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori minimi di 50 kPa per profondità di circa 20-25 m e 75 kPa ad una profondità di 75 kPa. In corrispondenza dei livelli di debolezza incontrati si hanno valori di coesione nulla, con angolo di attrito assimilabile ai parametri generali. Si deve però specificare che tali valori di coesione nulla sono da intendersi come "puntuali" e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori minimi comparabili a quelli della caratterizzazione generale. I valori derivati dalle prove edometriche mostrano moduli in linea con la caratterizzazione generale, valori di indice di compressibilità compreso tra 0.22 e 0.37, coefficiente di rigonfiamento tra 0.03 e 0.10 e coefficiente di compressione secondaria compreso tra 0.000 e 0.009.

2.4.7.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 7

Tabella 167 – Parametri caratteristici – Profilo 7

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	50-90	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.22-0.37	0.03-0.10	0.000-0.005

2.4.8. Caratterizzazione geotecnica profilo 8

2.4.8.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 168 – Modello geotecnico per briglia di monte

P.C. medio +142,5	
Profondità in m da	Unità

P.C.	Geotecnica
0,0 ÷ 2,5	UG1A
2,5 ÷ 11,0	UG2A
11,0 ÷ 25,0	UG2B
25,0 ÷ 34,0	UG2A
34,0 ÷ 35,0	UG2B
35,0 ÷ 39,5	UG2A

2.4.8.2. Sondaggi associati al Profilo 8

Profilo	Sondaggi/indagini
8	SIG4
8	DPSH1
8	S15
8	S3PG

2.4.8.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 8

2.4.8.3.1. *Densità relativa UG1A – Profilo 8*

Tabella 169 – Densità relativa UG1A – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N_{SPT} (n°)	N_{160}	Stato di addensamento	$N_{SPT(78\%)}$	Dr
SIG4	1.8	18	100	100	addensato	77	1.34
SIG4	3.5	35	83	100	addensato	64	1.04
SIG4	5	50	90	100	addensato	69	0.99
S7	3	30	19	37	addensato	15	0.52
S3PG	4.5	45	26	41	addensato	20	0.54

Il valore di Dr raggiunge valori superiori a 1.00, il terreno esaminato si considera quindi addensato.

2.4.8.3.2. *Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 8*

Tabella 170 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
SIG4	1.8	37	47
SIG4	3.5	36	43

SIG4	5	36	43
S7	3	34	38
S3PG	4.5	34	38

Il valore minimo di angolo di attrito risulta essere di 2 gradi inferiore a quanto determinato dalla caratterizzazione geotecnica generale, il valore medio risulta essere in linea e pari a 38°.

2.4.8.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 8

Tabella 171 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	1.8	263	141	352	35
SIG4	3.5	289	171	427	43
SIG4	5	314	202	504	50
S7	3	218	97	242	24
S3PG	4.5	249	126	315	31

Tabella 172 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	1.8	261	139	346	35
SIG4	3.5	273	152	380	38
SIG4	5	293	175	437	44
S7	3	185	70	174	17
S3PG	4.5	212	91	228	23

Per tale allineamento non sono disponibili prove sismiche in foro Down Hole o prove MASW, pertanto si useranno i parametri geotecnici generali. I valori ricavati dalle correlazioni di letteratura corrispondono ai minimi del range di parametri caratteristici.

2.4.8.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 8

2.4.8.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 8

Tabella 173 – Densità relativa UG2A- Profilo 4

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG4	6.7	67	63	79	addensato	48	0.76
SIG4	8.7	87	100	100	addensato	77	0.91
SIG4	10	100	60	60	addensato	46	0.68
SIG4	11.8	118	81	74	addensato	62	0.75

SIG4	13.5	135	33	28	addensato	25	0.46
SIG4	20.5	205	43	29	addensato	33	0.48
SIG4	22.6	226	81	51	addensato	62	0.64
SIG4	25	250	74	44	addensato	57	0.60
SIG4	27.2	272	100	57	addensato	77	0.68
SIG4	30.2	302	39	21	medio-sciolto	30	0.41
SIG4	32.4	324	72	37	addensato	55	0.55
SIG4	34.6	346	83	41	addensato	64	0.59
SIG4	36	360	82	40	addensato	63	0.57
SIG4	37.5	375	69	33	addensato	53	0.52
S3_PG	4.5	45	29	45	addensato	22	0.57
S3_PG	7.5	75	64	75	addensato	49	0.75

Il terreno viene considerato come addensato, avendo valori di Dr superiori a 0.50.

2.4.8.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 8

Tabella 174 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Schmertmann}$ (1977)
SIG4	6.7	37	40
SIG4	8.7	38	42
SIG4	10	37	39
SIG4	11.8	37	40
SIG4	13.5	36	37
SIG4	20.5	36	37
SIG4	22.6	37	39
SIG4	25	36	38
SIG4	27.2	37	39
SIG4	30.2	36	36
SIG4	32.4	36	38
SIG4	34.6	36	38
SIG4	36	36	38
SIG4	37.5	36	38
S3_PG	4.5	36	38
S3_PG	7.5	37	40

I valori minimi di angolo di attrito considerati per la UG2A ricavati dalle correlazioni di letteratura corrispondono ai parametri di caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.8.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 8

Tabella 175 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	6.7	313	200	499	50
SIG4	8.7	356	259	647	65
SIG4	10	335	229	572	57
SIG4	11.8	364	271	677	68
SIG4	13.5	320	209	523	52
SIG4	20.5	363	269	673	67
SIG4	22.6	413	348	870	87
SIG4	25	415	351	877	88
SIG4	27.2	444	402	1005	101
SIG4	30.2	385	302	756	76
SIG4	32.4	434	384	960	96
SIG4	34.6	450	414	1034	103
SIG4	36	453	418	1046	105
SIG4	37.5	443	400	1001	100
S3_PG	4.5	253	131	327	33
S3_PG	7.5	321	210	524	52

Tabella 176 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 8

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	γ	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG4	6.7	305	20	189	473	47
SIG4	8.7	355	20	256	641	64
SIG4	10	318	20	206	516	52
SIG4	11.8	351	20	251	628	63
SIG4	13.5	286	20	166	416	42
SIG4	20.5	324	20	214	534	53
SIG4	22.6	384	20	301	753	75
SIG4	25	381	20	296	741	74
SIG4	27.2	416	20	353	882	88
SIG4	30.2	334	20	227	567	57
SIG4	32.4	393	20	314	786	79
SIG4	34.6	411	20	344	859	86
SIG4	36	412	20	345	864	86
SIG4	37.5	396	20	320	801	80
S3_PG	4.5	237	20	115	287	29
S3_PG	7.5	311	20	197	492	49

Per tale allineamento non sono disponibili prove sismiche in foro Down Hole o prove MASW, pertanto si useranno i parametri geotecnici generali.

I valori ricavati dalle correlazioni di letteratura corrispondono ai valori minimi adottati in caratterizzazione generale, ovvero compresi tra 40 e 70 MPa.

2.4.8.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 8

2.4.8.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 8

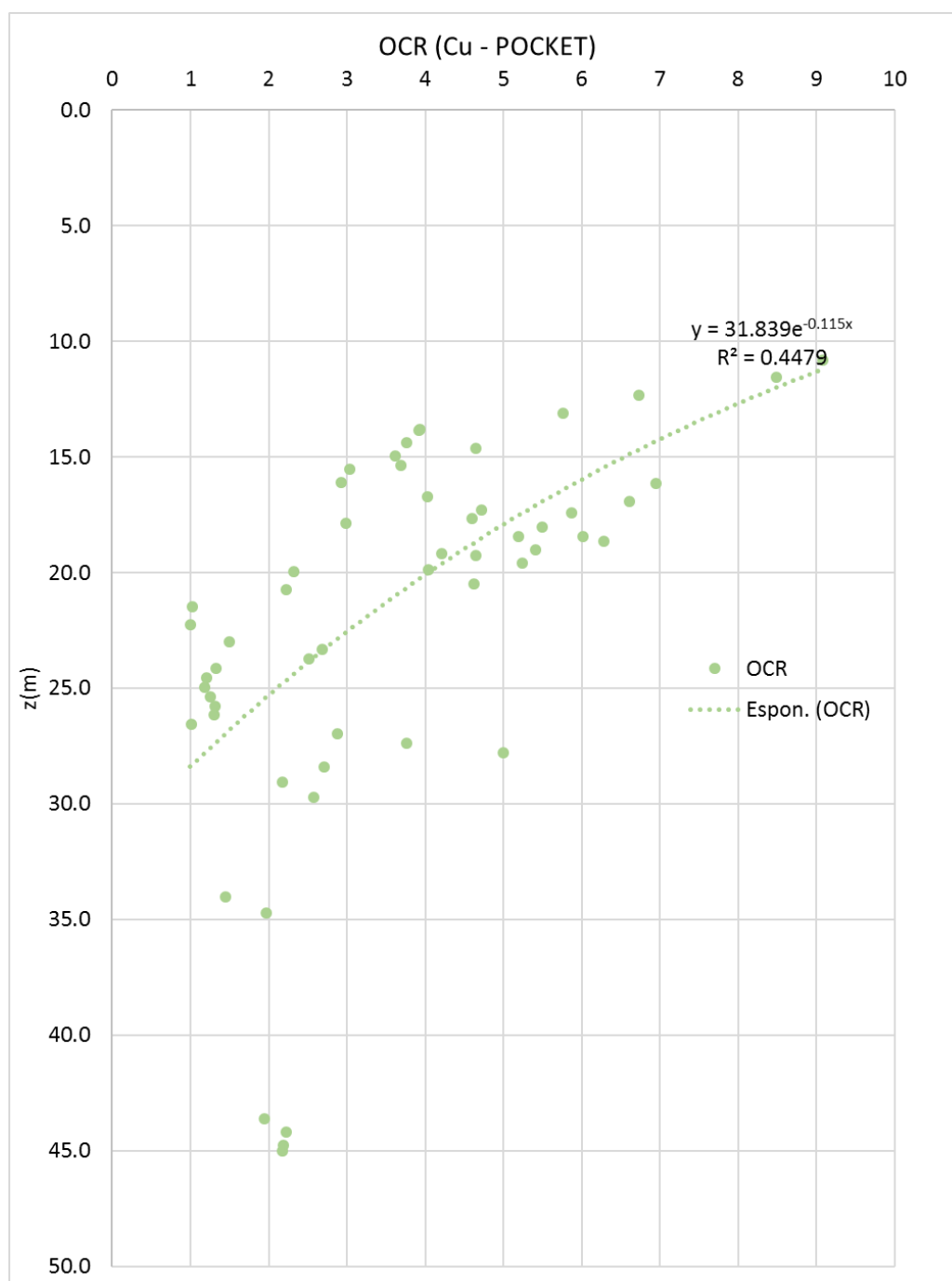


Figura 91 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 8

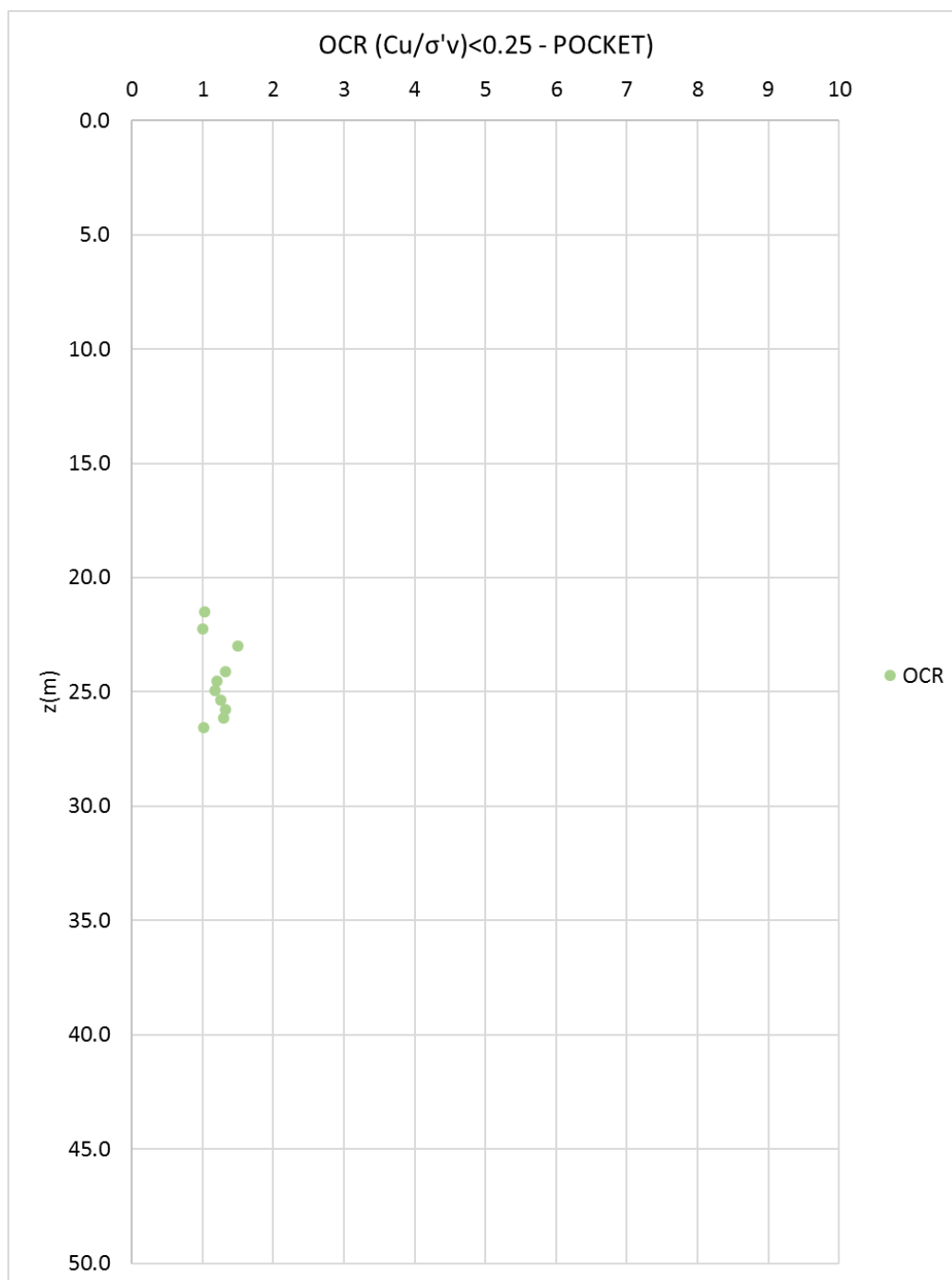


Figura 92 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 8

Tabella 177 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 8

sondaggio	z (m)	OCR
SIG4	14.2	2

I valori di OCR raggiungono valori da 4 a 7 per profondità di 10 m, mentre sono pari a circa 2 per profondità superiori a 20 m. Si hanno valori di OCR pari a 1 a circa 25 m.

2.4.8.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 8

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 178 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 8

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	Cu (kPa)	qu (kPa)
SIG4	14.5	80.7	161.4

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

Tabella 179 – Valori di Cu ricavati dal pocket penetrometer – Profilo 8

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	Cu(kPa)
S3PG	10,8-23	4	200
		4	200
		3.5	175
		3.25	162.5
		2.5	125
		3	150
		2.6	130
		4.5	225
		4.5	225
		3.5	175
		4.5	225
		3.5	175
		2.25	112.5
		2.25	112.5
		1.25	62.5
		1.25	62.5
	34	1.8	90
		2.5	125
		3.25	162.5
S15	17,4-20,5	4.2	210
		4.1	205
		4.7	235
		3.8	190
		3.5	175
		4	200
	23,3-27,8	2.9	145

SIG4		2.8	140
		1.7	85
		1.6	80
		1.6	80
		1.7	85
		1.8	90
		1.8	90
		1.5	75
		3.5	175
		4.4	220
		5.6	280
	13,8-19,6	2.5	125
		2.5	125
		2.5	125
		2.25	112.5
		2.25	112.5
		3	150
		3.5	175
		2.5	125
		4	200
		4.25	212.5
		4.25	212.5
	28,4-29,7	3.5	175
		3	150
		3.5	175
	43,6-45	4	200
		4.5	225
		4.5	225
		4.5	225

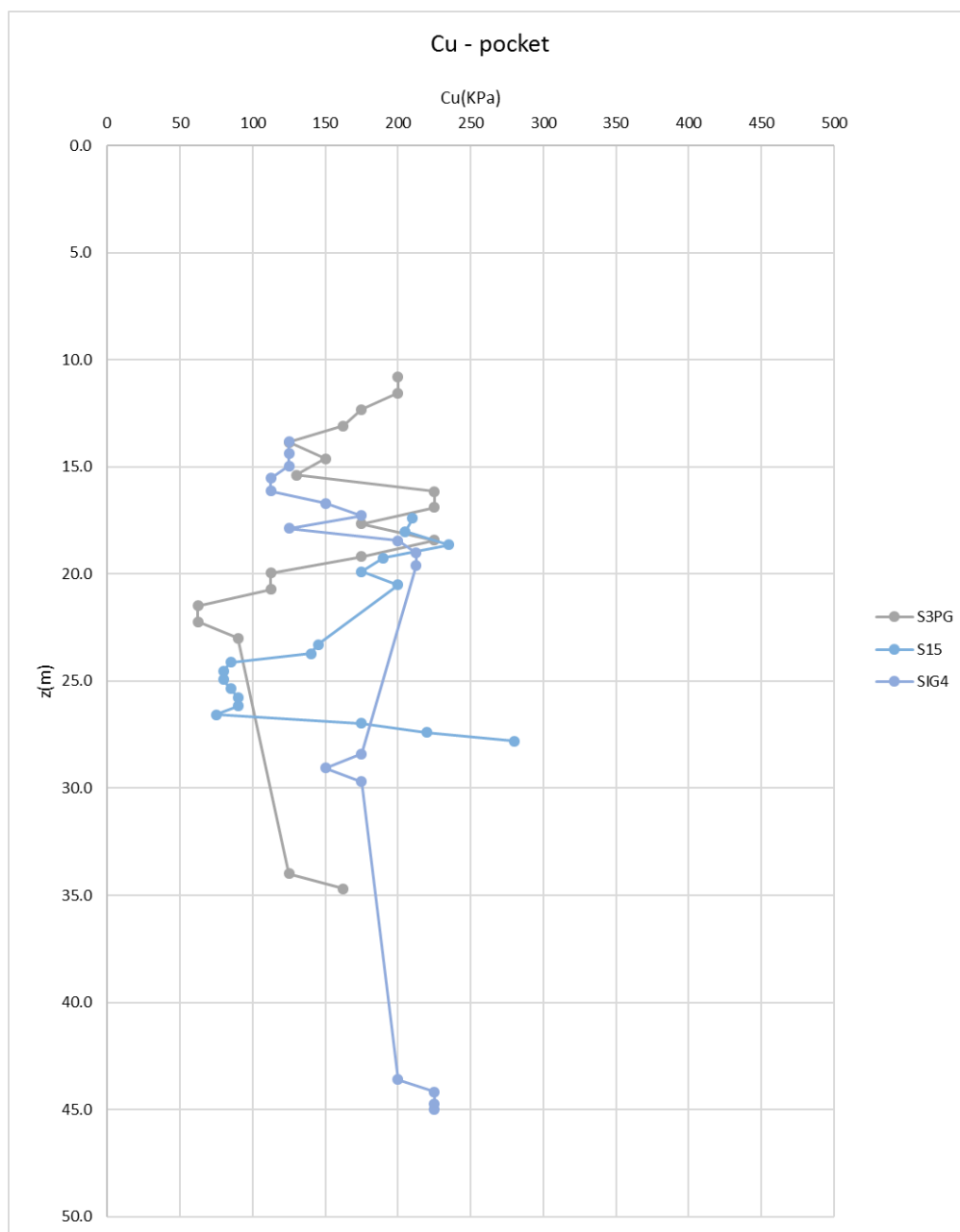


Figura 93 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 8

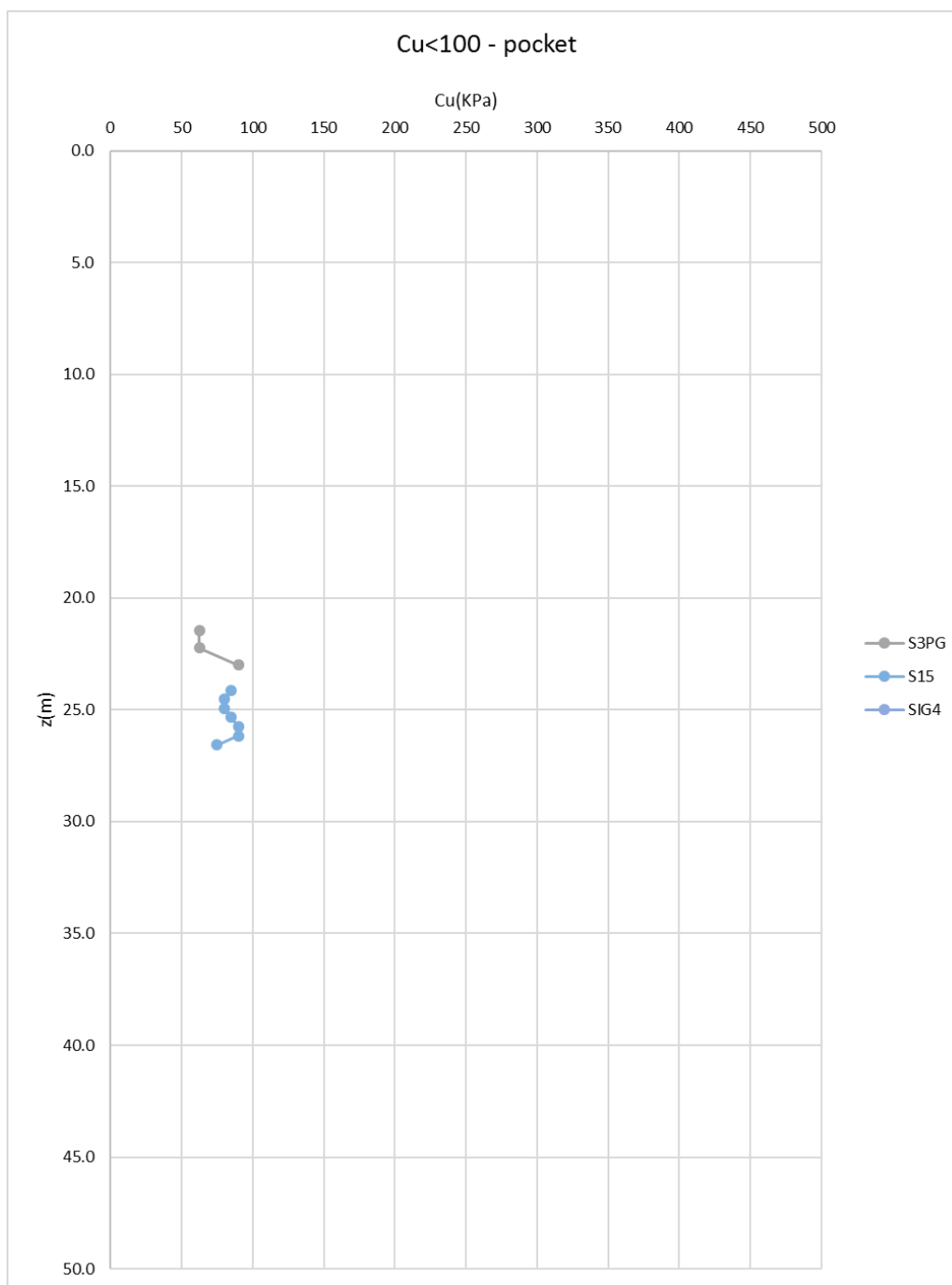


Figura 94 – Distribuzione con la profondità del valore di $Cu < 100$ – Profilo 8

I valori minimi si raggiungono nei livelli deboli (già identificati durante la valutazione dell'OCR) a 25 m di profondità, in cui si assumono valori di coesione non drenata di 50 kPa.

2.4.8.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 8

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 180 – Esito delle prove di taglio diretto – Profilo 8

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(kPa)	ϕ (°)
SIG4	17	0	25

I valori calcolati di angolo di attrito corrispondono a quelli della parametrizzazione geotecnica generale, il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio della caratterizzazione geotecnica generale ad una profondità di circa 20 m.

2.4.8.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 8

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
briglia	8	18	125	151	125	151
briglia	8	34.5	135	281	135	281

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 181 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 8

ESITO PROVE EDOMETRICHE					
sondaggio	z (m)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG4	14.2	13.1	5.8	6.1	9.8

I valori di modulo edometrico corrispondono a quelli ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.8.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 8

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 182 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 8

sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG4	14.2	19.6	1600	3000	0.59	0.51	0.29	3000	800	0.51	0.54	0.06

Il valore del coefficiente di compressibilità risulta essere pari a 0.29, quello del coefficiente di rigonfiamento è pari a 0.06.

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Il coefficiente di compressione secondaria è pari a 0.006.

Tabella 183 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 8

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	H ₀ (mm)	ΔH (mm)	Indice di ricomprensione C α
SIG4	14.2	19.6	20	0.01	0.006

2.4.8.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 8

La stratigrafia di riferimento per il profilo 8 presenta tutte le formazioni trattate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, si può affermare che il materiale risulta addensato, con in valore di D_r pari a 1.00. Di conseguenza ne risulta un valore medio di angolo di attrito in linea con i parametri generali. La deformabilità del terreno viene assunta sulla base delle correlazioni empiriche di letteratura e risulta in linea con i parametri generali.

La formazione UG2A associata al profilo 8 vede materiale addensato, con valori di D_r mediamente superiori a 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36°. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato utilizzando i risultati delle correlazioni empiriche di letteratura, che mostrano valori minimi in linea con i parametri generali, compresi tra 40 e 70 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore 1-2 a circa 35-45 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR superiori a 8. Il valore di C_u si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori minimi di 50 kPa per profondità di circa 25 m di profondità. I valori calcolati di angolo di attrito corrispondono a quelli della parametrizzazione geotecnica generale, il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio dei parametri generali ad una profondità di circa 20 m. Si deve però specificare che tali valori di coesione nulla sono da intendersi come "puntuali" e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori minimi comparabili a quelli della caratterizzazione generale. I valori derivati dalle prove edometriche mostrano moduli in linea con la caratterizzazione generale, valori di indice di compressibilità pari a 0.29, coefficiente di rigonfiamento di 0.06 e coefficiente di compressione secondaria compreso pari a 0.006.

2.4.8.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 8

Tabella 184 – Parametri caratteristici – Profilo 8

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	40-70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	10	90	80	5-15	0.29	0.06	0.006

2.4.9. Caratterizzazione geotecnica profilo 9

2.4.9.1. Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per tale profilo è la seguente:

Tabella 185 – Modello geotecnico fronte scavo lato Sud

P.C. variabile da +147,2 a +142,3			
Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0,0	÷	5,5	UG1A
5,5	÷	13,5	UG2A
13,5	÷	24,5	UG2B
24,5	÷	30,5	UG2A
30,5	÷	45,0	UG2B

2.4.9.2. Sondaggi associati al Profilo 9

Profilo	Sondaggi/indagini
9	SMC1
9	SMC2
9	SMC3

9	S16
9	SIG3

2.4.9.3. Caratterizzazione geotecnica UG1A – Profilo 9

2.4.9.3.1. Densità relativa UG1A – Profilo 9

Tabella 186 – Densità relativa UG1A – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	$\sigma'v$ (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG3	3	30	75	100	addensato	58	1.03
SIG3	4.5	45	78	100	addensato	60	0.94

Il materiale si considera addensato, con valori di Dr pari a 1.00.

2.4.9.3.2. Resistenza in condizioni drenate UG1A – Profilo 9

Tabella 187 – Angolo di attrito UG1A – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	ϕ_{picco} - Bolton (1986)	ϕ_{picco} - Schmertmann (1977)
SIG3	3	36	43
SIG3	4.5	36	42

I valori minimi di angolo di attrito valutati per il profilo in esame sono pari a 36°, leggermente inferiori ai valori di parametrizzazione generale.

2.4.9.3.3. Deformabilità UG1A – Profilo 9

Tabella 188 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - Ohta & Goto (1978)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG3	3	276	155	389	39
SIG3	4.5	301	184	461	46

Tabella 189 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) - da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (MPa)	E ₀ (MPa)	E' (MPa)
SIG3	3	261	138	346	35
SIG3	4.5	279	158	395	40

Per l'allineamento esaminato non si hanno prove sismiche in foro e MASW, quindi si utilizzeranno i valori dei parametri geotecnici generali.

I risultati delle correlazioni di letteratura mostrano come il valore minimo del modulo elastico sia pari a 40 MPa.

2.4.9.4. Caratterizzazione geotecnica UG2A – Profilo 9

2.4.9.4.1. Densità relativa UG2A – Profilo 9

Tabella 190 – Densità relativa UG2A- Profilo 9

Sondaggio	z(m)	σ'_v (kPa)	N _{SPT} (n°)	N ₁₆₀	Stato di addensamento	N _{SPT(78%)}	Dr
SIG3	6	60	26	35	addensato	20	0.51
SIG3	8.5	85	53	58	addensato	41	0.67
SIG3	11.5	115	51	47	addensato	39	0.60
SIG3	13	130	50	43	addensato	38	0.58
SIG3	15.5	155	22	17	medio-sciolto	17	0.37
SIG3	17	170	35	26	addensato	27	0.45
SIG3	21.5	215	39	25	addensato	30	0.45
SIG3	25	250	41	25	medio-sciolto	32	0.45
SIG3	28	280	80	45	addensato	62	0.61
SIG3	30	300	77	42	addensato	59	0.58
SIG3	34.5	345	50	25	medio-sciolto	38	0.45
SIG3	36	360	81	40	addensato	62	0.57

Il valore di Dr risulta essere per la maggior parte dei casi superiore a 0.50, quindi si parla di terreni addensati.

2.4.9.4.2. Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 9

Tabella 191 – Resistenza in condizioni drenate UG2A – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Bolton}$ (1986)	$\phi_{\text{picco}} - \text{Schmertmann}$ (1977)
SIG3	6	36	37
SIG3	8.5	37	39
SIG3	11.5	36	38
SIG3	13	36	38
SIG3	15.5	35	36
SIG3	17	36	37
SIG3	21.5	36	37
SIG3	25	36	37
SIG3	28	36	38
SIG3	30	36	38
SIG3	34.5	36	37
SIG3	36	36	38

Il valore minimo di angolo di attrito è conforme a quello valutato per la caratterizzazione geotecnica generale, con un valore di 36°.

2.4.9.4.3. Deformabilità UG2A – Profilo 9

Tabella 192 – Deformabilità da Ohta & Goto (1978) UG2A – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) – Ohta & Goto (1978)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
SIG3	6	263	141	352	35
SIG3	8.5	318	206	515	52
SIG3	11.5	335	228	571	57
SIG3	13	342	238	595	59
SIG3	15.5	307	192	479	48
SIG3	17	338	233	583	58
SIG3	21.5	361	265	663	66
SIG3	25	374	286	715	71
SIG3	28	430	376	941	94
SIG3	30	433	381	954	95
SIG3	34.5	412	347	867	87
SIG3	36	452	417	1041	104

Tabella 193 – Deformabilità da Yoshida et al. (1988) UG2A – Profilo 9

Sondaggio	z(m)	Vs (m/s) – da Yoshida et al. (1988)	G ₀ (Mpa)	E ₀ (Mpa)	E' (Mpa)
SIG3	6	240	118	294	29
SIG3	8.5	302	185	463	46
SIG3	11.5	312	198	495	49
SIG3	13	315	203	507	51
SIG3	15.5	263	141	353	35
SIG3	17	300	183	457	46
SIG3	21.5	318	206	515	52
SIG3	25	329	221	551	55
SIG3	28	395	318	795	79
SIG3	30	395	318	795	80
SIG3	34.5	362	267	666	67
SIG3	36	410	343	858	86

Per l'allineamento esaminato non si hanno prove sismiche in foro e MASW, quindi si utilizzeranno i valori dei parametri geotecnici generali.

I valori di deformabilità ricavati dalle correlazioni di letteratura mostrano un range di valori che varia tra 40 e 70 MPa.

2.4.9.5. Caratterizzazione geotecnica UG2B – Profilo 9

2.4.9.5.1. Stato Iniziale UG2B – Profilo 9

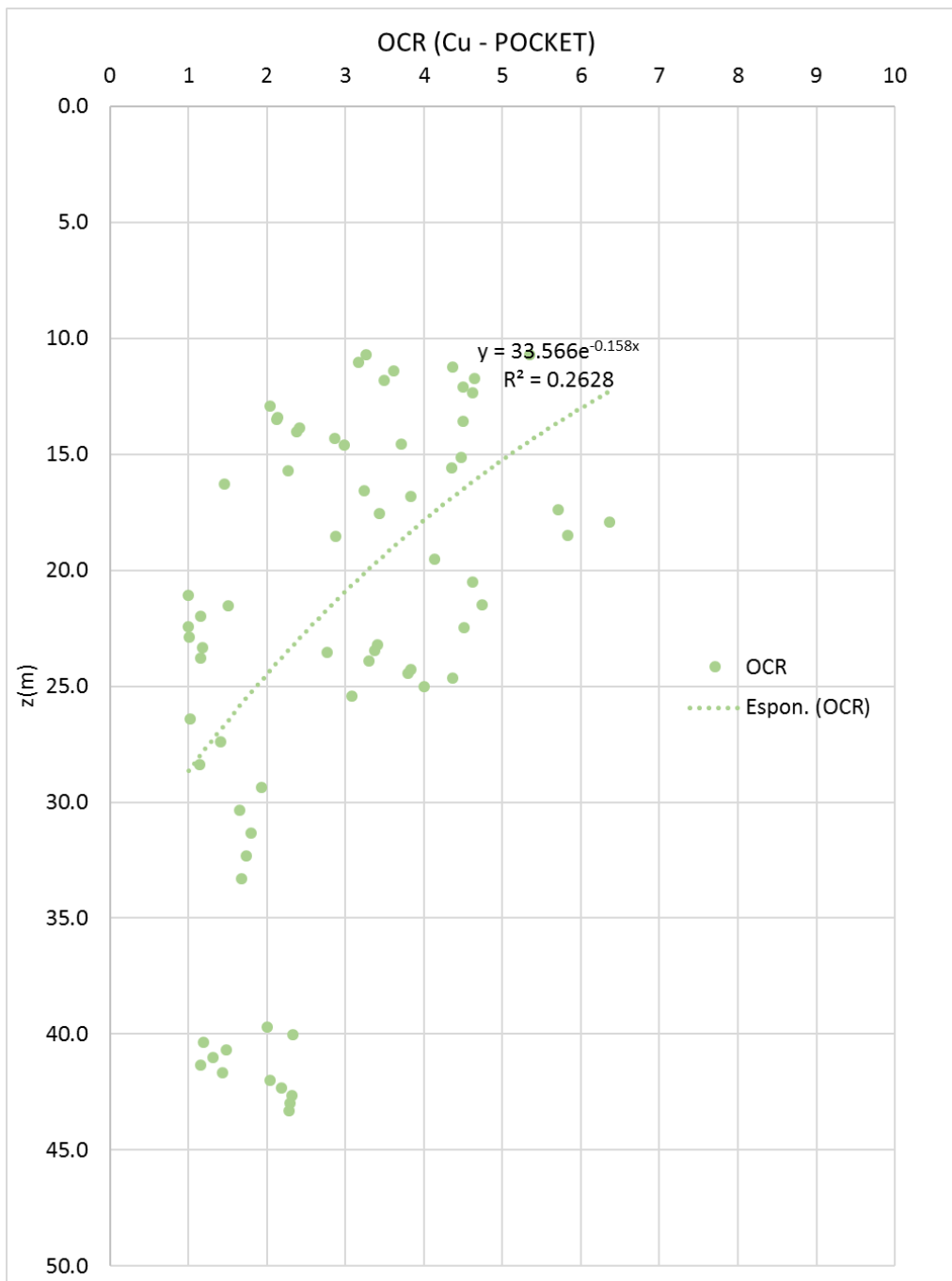


Figura 95 – Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B – Profilo 9

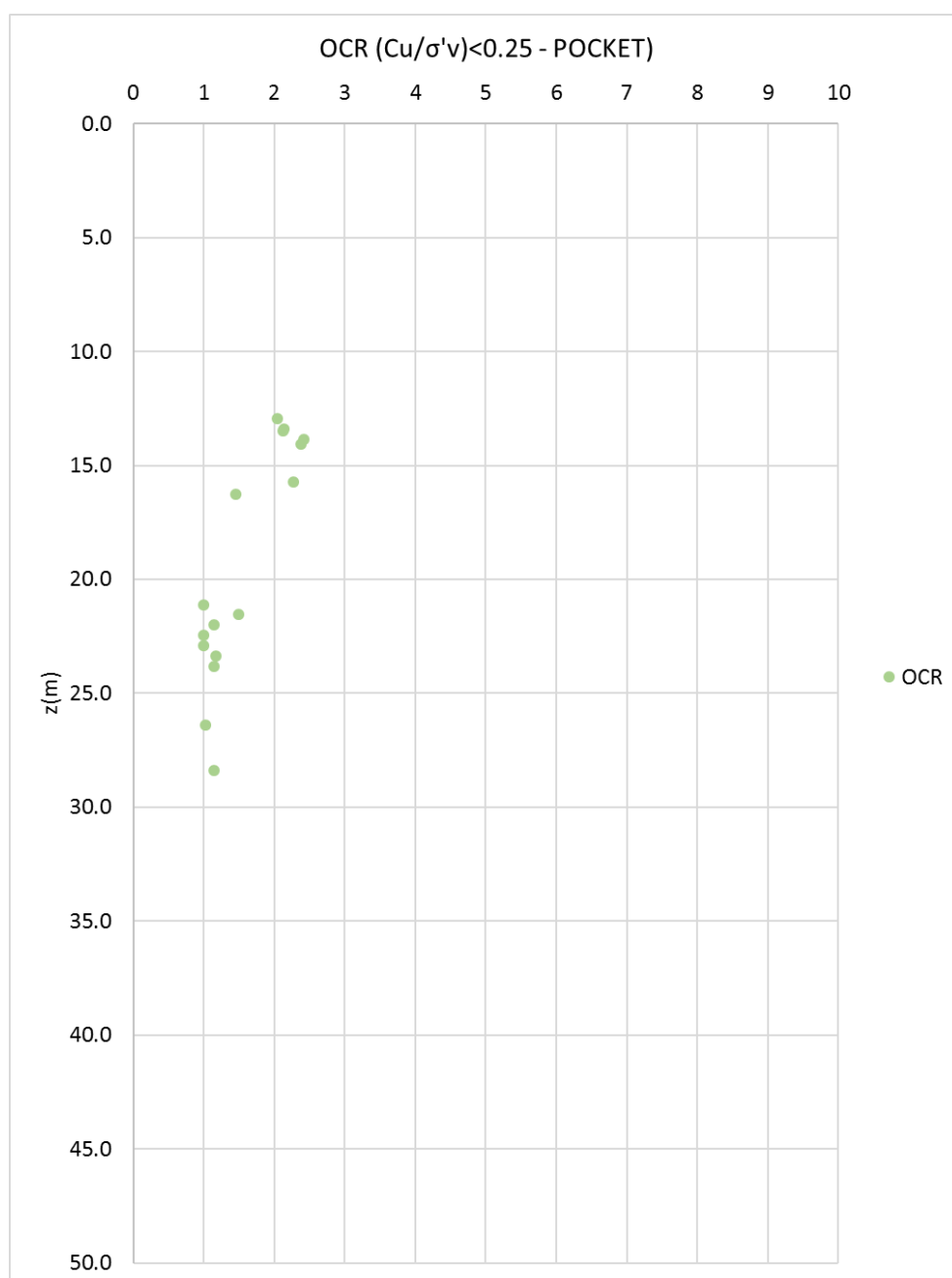


Figura 96 - Distribuzione dell'OCR con la profondità (da Pocket Penetrometer) UG2B per gli strati considerati "deboli" – Profilo 9

Tabella 194 – OCR determinati da prove edometriche – Profilo 9

sondaggio	z (m)	OCR
S16	13.3	3
S16	23.2	1
SIG3	18.5	3
SIG3	40	1

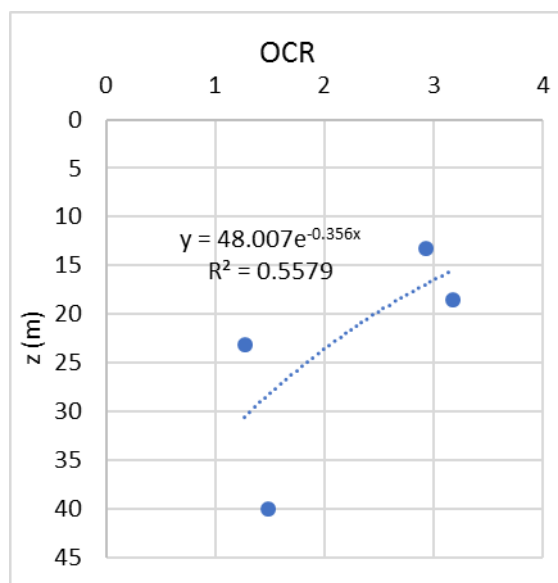


Figura 97 – Distribuzione di OCR con la profondità dedotti da prove edometriche – Profilo 9

I valori di OCR minimi si ottengono a profondità comprese tra 20 e 25 m, aumentano fino a circa 6 per profondità di circa 10 m.

2.4.9.5.2. Resistenza al taglio in condizioni non drenate UG2B – Profilo 9

Si ricava dai valori disponibili di SPT il parametro C_u , secondo la formulazione di Stroud (1974).

sondaggio	z(m)	σ_v^t (kPa)	N _{SPT} (n°)	C_u (kPa) da Stroud (1974)
sig3	17	170	35	192.5

Si riportano le prove di espansione libera, che determinano direttamente il valore di c_u .

Tabella 195 – Valori di resistenza non drenata ricavata da prove di espansione libera UG2B – Profilo 9

PROVE ESPANSIONE LATERALE LIBERA			
sondaggio	z (m)	C_u (kPa)	q_u (kPa)
SIG3	14.75	295.8	591.6
SIG3	32.4	262.2	524.4

Inoltre si riportano i valori ricavati dal pocket penetrometer.

 Tabella 196 – Valori di C_u ricavati dal pocket penetrometer – Profilo 9

sondaggio	z (da ... a ... m)	POCKET (Kg/cmq)	C_u (kPa)
S16	10,7-18,5	2.6	130
		2.3	115

		2	100
		2.6	130
		1.4	70
		1.5	75
		1.7	85
		2.1	105
		3	150
		1.8	90
		1.3	65
		2.9	145
		4.1	205
		4.6	230
		4.4	220
	21,1-23,8	1	50
		1.7	85
		1.4	70
		1.2	60
		1.3	65
		1.5	75
		1.5	75
SIG3	13,6-33,3	2.75	137.5
		2.5	125
		3	150
		2.5	125
		2.75	137.5
		2.5	125
		3.5	175
		4	200
		4.25	212.5
		4.25	212.5
		3.5	175
		4	200
		3.5	175
		1.5	75
		2	100
		1.75	87.5
		2.75	137.5
		2.5	125
		2.75	137.5
		2.75	137.5
		2.75	137.5
	39,7-43,3	3.75	187.5
		4.25	212.5

		2.5	125
		3	150
		2.75	137.5
		2.5	125
		3	150
		4	200
		4.25	212.5
		4.5	225
		4.5	225
		4.5	225
SMC1	13,4-14,3	1.5	75
		1.7	85
		2	100
SMC2	10,7-12,1	1.75	87.5
		1.75	87.5
		2	100
		2.5	125
		2.5	125
SMC3	23,2-25	3.5	175
		3	150
		3.5	175
		4	200
		4.5	225
		4.25	212.5

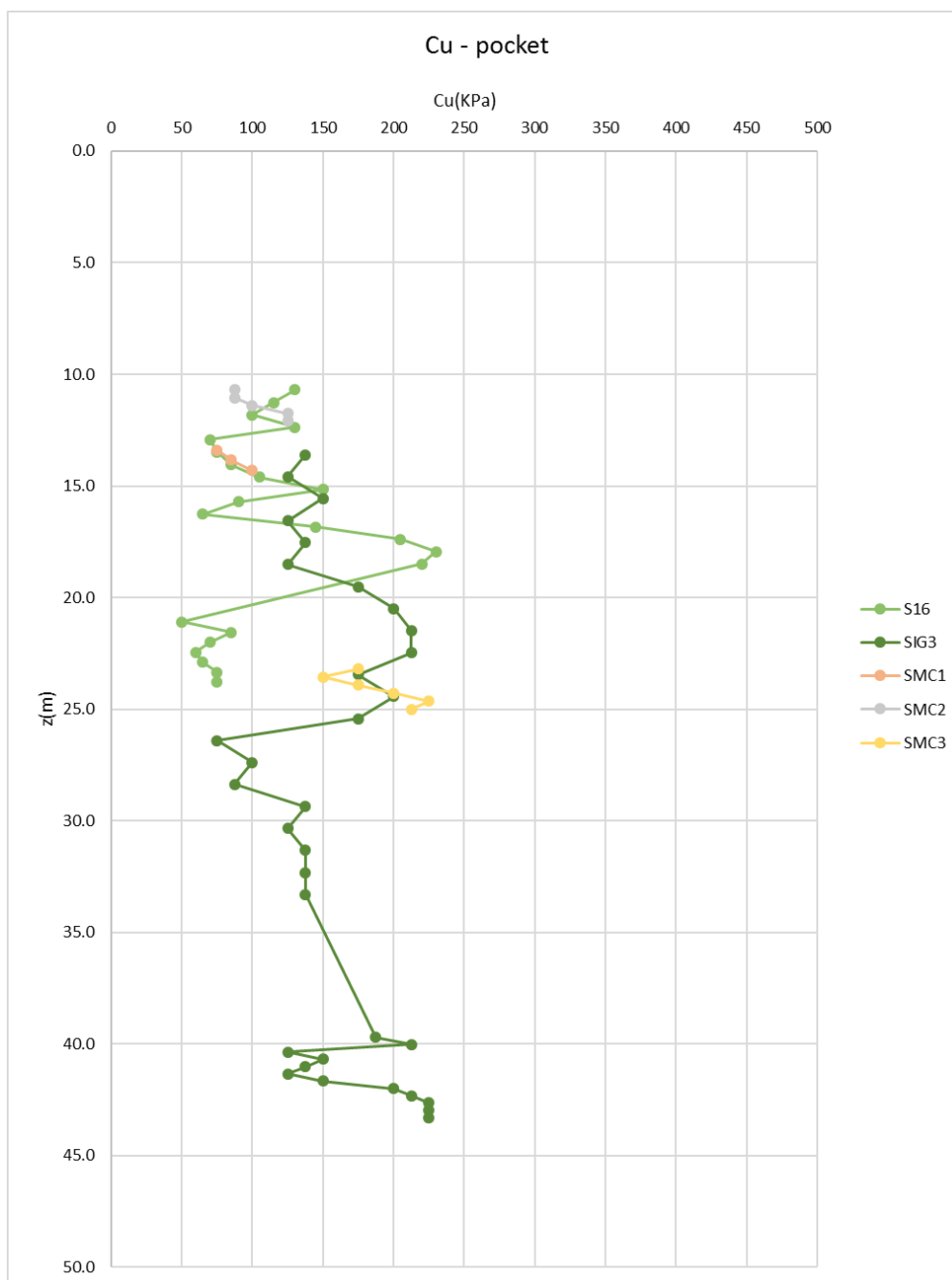


Figura 98 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu – Profilo 9

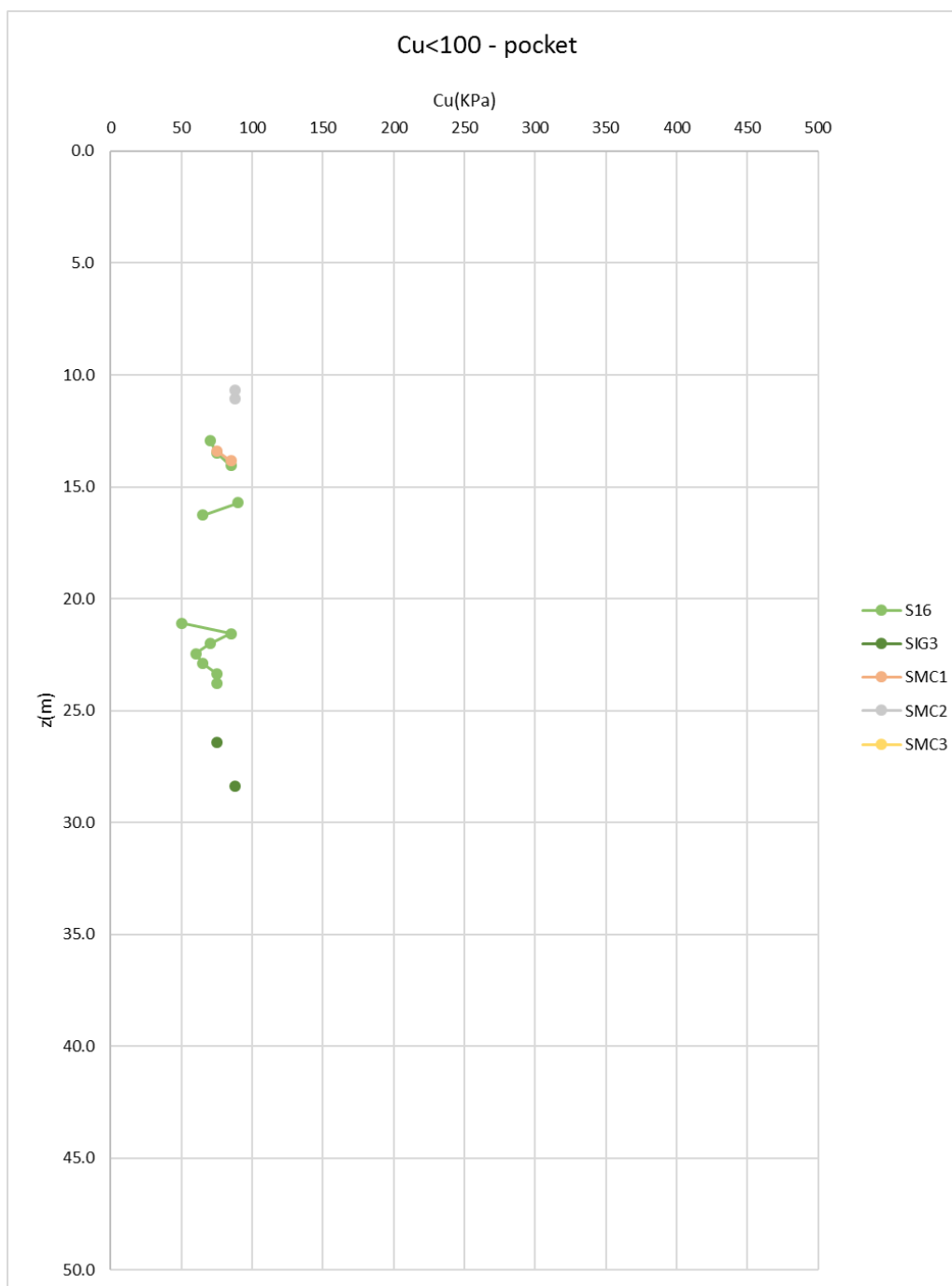


Figura 99 – Distribuzione con la profondità del valore di Cu<100 – Profilo 9

Si raggiungono i valori minimi di Cu=50 kPa tra 20 e 25 m di profondità, come precedentemente valutato per l'OCR, segnalando quindi la presenza di livelli deboli a tali quote. Il valore di coesione non drenata aumenta fino a circa 200 kPa per alte profondità.

2.4.9.5.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci UG2B – Profilo 9

Si riportano di seguito le prove di taglio diretto, con le quali è possibile riportare i valori di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

Tabella 197 – Esito delle prove di taglio diretto – Profilo 9

PROVE DI TAGLIO DIRETTO			
sonaggio	z (m)	c'(KPa)	ϕ (°)
S16	13	25	23
SIG3	20.2	0	24
SIG3	24	0	26

Livelli deboli sono confermati tra 20 e 25 m da p.c., mentre il sondaggio S16 conferma i limiti dati in caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.9.5.4. Deformabilità UG2B – Profilo 9

Per quanto riguarda i valori di modulo elastico da assegnare all'unità geotecnica 2B si riportano nella seguente tabella i valori minimi e massimi del range ricavato dalle sismiche DH e MASW disponibili.

Sezione	Profili	z (m)	E' (car.gen) MPa		E' (zonizz.) MPa	
			Min	Max	Min	Max
lato sud	9	19	80	122	80	122
lato sud	9	38	320	320	320	320

Si riportano di seguito i valori di modulo edometrico E_{ed} (o M) derivato dalle prove edometriche eseguite.

Tabella 198 – Esito delle prove edometriche per la determinazione del modulo edometrico – Profilo 9

ESITO PROVE EDOMETRICHE						
sondaggio	z (m)	γ (kN/m³)	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=100$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=200$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=400$ kPa	E_{ed} (MPa) con $\sigma'_v=800$ kPa
SIG3	18.5	18.5	30	19.6	14.9	13.1
SIG3	40	20.6	25.5	18.12	12.65	13.92
S16	13.3	20	6	6.3	8.6	12
S16	23.2	19.8	4.3	5.1	7.8	12

Il valore di modulo edometrico valutato per il profilo in esame conferma i valori adottati in caratterizzazione geotecnica generale.

2.4.9.5.5. Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria UG2B – Profilo 9

Si riportano di seguito i valori calcolati del coefficiente di compressibilità (C_c) e rigonfiamento (C_s), derivati dai risultati delle prove edometriche eseguite.

Tabella 199 – Coefficienti di compressibilità e rigonfiamento derivati da prove edometriche – Profilo 9

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_{v7} (kPa)	σ_{v8} (kPa)	e_7	e_8	C_c	σ_{v8} (kPa)	σ_{v9} (kPa)	e_8	e_9	C_s
SIG3	18.5	18.5	1600	3000	0.76	0.66	0.37	3000	800	0.66	0.72	0.10
SIG3	40	20.6	1600	3000	0.46	0.39	0.26	3000	800	0.39	0.41	0.03
S16	13.3	20	3000	6500	0.44	0.36	0.23	6500	1600	0.36	0.38	0.04
S16	23.2	19.8	3000	6500	0.41	0.34	0.22	6500	1600	0.34	0.36	0.03

Si mostrano inoltre i valori di coefficiente di compressione secondaria (C_α) dedotti dalle medesime prove edometriche.

Il coefficiente di compressibilità C_c risulta compreso tra 0.22 e 0.37, mentre il coefficiente di rigonfiamento risulta essere compreso tra 0.03 e 0.10.

Tabella 200 – Coefficienti di compressione secondaria derivati da prove edometriche – Profilo 9

sondaggio	z (m)	γ (kN/m ³)	Indice di ricomprensione C_α
SIG3	18.5	18.5	0.000
SIG3	40	20.6	0.005
S16	13.3	20	0.009
S16	23.2	19.8	0.009

Il coefficiente di compressione secondaria varia tra 0.000 e 0.009.

2.4.9.6. Commenti alla caratterizzazione geotecnica – Profilo 9

La stratigrafia di riferimento per il profilo 9 presenta tutte le formazioni trattate nel presente documento.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'unità geotecnica 1A, a causa del numero ridotto di prove a disposizione, si adottano i valori di angolo di attrito e modulo elastico di caratterizzazione geotecnica generale.

La formazione UG2A associata al profilo 9 vede materiale addensato, con valori di D_r nella maggior parte dei casi superiori a 0.50; di conseguenza si ottengono valori di angolo di attrito circa pari a 36°, in linea con la caratterizzazione generale. Il valore medio del modulo elastico è stato stimato utilizzando i risultati delle correlazioni empiriche di letteratura, siccome non sono presenti prove sismiche DH e MASW, che mostrano valori minimi in linea con i parametri generali, compresi tra 40 e 70 MPa.

Infine, osservando i dati raccolti per l'unità geotecnica 2B, si può valutare un OCR decrescente con la profondità, che assume valore 1-2 a circa 35-45 m e cresce fino agli strati più superficiali con OCR superiori a 6. Il valore di C_u si basa prevalentemente sui risultati estratti dal pocket penetrometer e si evidenziano valori minimi di 50 kPa per profondità di circa 20-25 m di profondità. Per profondità maggiori si ottengono valori di C_u anche di 200 kPa. Sono

presenti livelli di debolezza a 20-25 m da p.c. con valori di coesione nulla e angolo di attrito coerente con i parametri generali, mentre il sondaggio S16 conferma i limiti dati dalla caratterizzazione generale per profondità di 13 m. Si deve però specificare che tali valori di coesione nulla sono da intendersi come “puntuali” e quindi tali da non poter essere estesi all’intero volume di terreno. La deformabilità del materiale derivata dallo studio delle sismiche DH e MASW fornisce valori minimi comparabili a quelli della caratterizzazione generale. I valori derivati dalle prove edometriche mostrano moduli in linea con la caratterizzazione generale, valori di indice di compressibilità compresi tra 0.22 e 0.37, coefficiente di rigonfiamento tra 0.03 e 0.10 e coefficiente di compressione secondaria compreso tra 0.000 e 0.009.

2.4.9.7. Parametri caratteristici di resistenza e deformabilità – Profilo 9

Tabella 201 – Parametri caratteristici – Profilo 9

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	40-70	-	-	-	-
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	5	90	80	5-15	0.22-0.37	0.03-0.10	0.00-0.009

3. VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

All'interno della "Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche - Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" viene rilevato che:

- *"Non si comprende la ragione per la quale non sono stati riportati valori di CRR anche per livelli in cui N160cs è superiore a 30.."* Si sono esclusi i livelli in cui N1(60) è superiore a 30 perché non suscettibili a liquefazione, come descritto all'interno delle NTC2018 al paragrafo "7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione". Tale specifica è stata inserita all'inizio del capitolo 3.7.2.

In questo capitolo si riportano le verifiche effettuate sui profili geotecnici al fine di valutare il rischio potenziale di liquefazione all'interno degli strati potenzialmente suscettibili a tale fenomeno.

Sono state implementate varie formulazioni, in base alle prove SPT, alle prove sismiche profonde DH e MASW, secondo prove triassiali cicliche.

Gli stati di sforzo sono stati valutati tramite le analisi numeriche PLAXIS 2D mostrate all'interno della presente relazione al capitolo 5, si è utilizzata la fase riguardante l'invaso pieno con implementato il moto di filtrazione attraverso il rilevato.

3.1. Metodi per la stima del rischio di liquefazione

La verifica per evidenziare un eventuale rischio di liquefazione può essere effettuata con metodologie di carattere semi-empirico (metodi semplificati), in cui il coefficiente di sicurezza FS viene definito come il rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione CRR e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto CSR.

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

La resistenza alla liquefazione CRR può essere valutata sulla base dei risultati di prove in situ o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica CSR è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa, ossia alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata τ_{max} , che può essere determinata direttamente da analisi di risposta sismica locale (RSL), o indirettamente da relazioni empiriche in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito.

3.2. Valutazione di CSR

Il valore di CSR può essere determinato tramite l'adozione della formula seguente:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Il coefficiente 0.65 è dovuto alla presenza di irregolarità all'interno delle azioni sismiche;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale di picco (si prende nel caso in esame il valore di PGA orizzontale in condizioni SLC);

σ_{v0} è la tensione totale litostatica;

σ'_{v0} è la tensione efficace litostatica;

r_d fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità z (effetto della deformabilità) può essere espresso tramite la formula seguente (Idriss & Boulanger, 2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] M$$

Dove “ z ” è la profondità di indagine e M è il valore di magnitudo pari a 6.10.

Oppure tramite le formulazioni di Seed & Idriss 1971:

$r_d = 1 - 0.00765 z$ per $z \leq 9.15 \text{ m}$

$r_d = 1.174 - 0.0267 z$ per $9.15 < z \leq 23 \text{ m}$

Per i calcoli successivi si è utilizzata la formulazione di Seed & Idriss 1971.

3.3. Valutazione di CRR da prove SPT

Il valore di CRR può essere ottenuto dai valori derivanti da prove SPT, in particolare correggendo con opportuni coefficienti il valore di N_{SPT} ottenendo il valore di $N1_{60cs}$.

$$CRR = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Dove il valore di $N1_{60cs}$ può essere dedotto tramite la formulazione di Liao and Whitman 1986 oppure tramite la formulazione di Youd e Idriss 2001.

La formulazione di Liao e Whitmann 1986 prevede che:

$$(N1)_{60cs} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R$$

In cui:

N_{SPT} numero di colpi che va corretto per un rilascio di energia standard di riferimento $ER=60\%$;

C_N secondo la formulazione di Liao and Whitman (1986) = $(Pa/\sigma'_{v0})^{0.5} \leq 1.7$;

dove Pa è la pressione di riferimento pari a 100 kPa;

C_E è un coefficiente correttivo legato all'efficienza del dispositivo SPT, variabile tra 0.6 e 1.0;

C_B è un coefficiente correttivo funzione del diametro d del foro di sondaggio:

- Se $d < 115 \text{ mm}$ $C_B = 1.0$ da Robertson and Wride (1998)
- Se $d = 150 \text{ mm}$ $C_B = 1.05$
- Se $d < 200 \text{ mm}$ $C_B = 1.15$

C_R è un coefficiente correttivo funzione della lunghezza L delle aste:

- Se $L < 3 \text{ m}$ $C_R = 0.75$ da Robertson and Wride (1998)

- Se $L=3-4$ m $C_R = 0.80$
- Se $L=4-6$ m $C_R = 0.85$
- Se $L=6-10$ m $C_R = 0.95$
- Se $L=10-30$ m $C_R = 1.00$

C_S è un coefficiente correttivo legato alla tipologia del campionatore, se standard allora = 1.00.

Inoltre si può affermare come le formulazioni precedenti facciano riferimento a terremoti di magnitudo momento M_w pari a 7.5. Per magnitudo diverse da 7.5 si deve opportunamente scalare facendo riferimento ad un fattore C_M (oppure MSF se si divide CSR). Si useranno i valori ottenuti dagli studi di Idriss 1990 secondo la formulazione seguente:

$$C_M = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \text{ con } C_M \leq 1.8$$

Si riportano inoltre come confronto con il valore adottato alcuni parametri proposti da differenti autori, ad esempio Seed e Idriss (1982) e NCEER (1997).

Tabella 202 – Valori del parametro C_M proposto da diversi autori

Magnitudo M_w	C_M	
	Seed & Idriss (1982)	NCEER (1997)
5.5	1.43	2.20÷2.80
6.0	1.32	1.76÷2.10
6.5	1.19	1.44÷1.60
7.0	1.08	1.19÷1.25
7.5	1.00	1.00
8.0	0.94	0.84
8.5	0.89	0.72

La formulazione di Youd e Idriss 2001, che sarà poi utilizzata all'interno dei calcoli successivi, si basa in particolar modo sul contenuto di fini, imposto per tali calcoli, secondo le curve granulometriche a disposizione ad un valore di 20%.

$$(N1)_{60CS} = \alpha + \beta N1_{60}$$

Dove i due coefficienti sono determinati come:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1.0 \text{ per } FC \leq 5\%$$

$$\beta = [0.99 - (FC^{1.5}/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

In tale caso quindi il valore di α risulta essere pari a 3.61, mentre quello di β è pari a 1.08.

3.4. Valutazione di CRR da prove triassiali cicliche

Il valore di CRR può essere ottenuto dai valori derivanti da prove triassiali cicliche secondo la formulazione seguente.

$$CRR_{sito} = 0.9 C_r (\sigma'_d / 2\sigma'_3)$$

Con fattore di correzione C_r pari all'unità.

Il coefficiente 0.9 è introdotto per tener conto dell'effetto dovuto alla multidirezionalità dello scuotimento in sito.

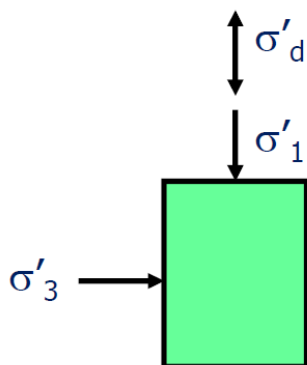


Figura 100 – Schema semplificato della prova triassiale ciclica

3.5. Valutazione di CRR da prove sismiche in foro e MASW (Vs)

Il valore di CRR può essere ottenuto dai valori derivanti da prove sismiche in foro che forniscono il valore della velocità delle onde di taglio al variare della profondità.

Si utilizza la formulazione espressa di seguito:

$$CRR_{Vs1} = 0.03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 \left(\left(\frac{1}{(V_{s1}^* - V_{s1})} \right) - \left(\frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right)$$

Dove V_{s1} è ottenuto dall'espressione seguente:

$$V_{s1} = C_v V_s$$

E con il fattore correttivo C_v pari a:

$$C_v = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Con:

$$n = 0.25 - 0.33 \text{ e } p_a = 100 \text{ kPa}$$

Mentre V_{s1}^* è assunta pari a 200 m/s, poiché si considera un valore di contenuto di fine all'interno dei terreni in esame pari a 20 % (secondo gli abachi di Andrus e Stokoe 1997, che legano il contenuto di fine con la velocità delle onde di taglio minima per non avere liquefazione).

3.6. Calcolo degli indici di severità di liquefazione

L'intensità del fenomeno della liquefazione e degli effetti prodotti sulla stabilità del terreno di fondazione e delle strutture e infrastrutture che su esso insistono, anche in termini di cedimenti, sono tanto maggiori quanto più:

- F.S. è vicino a 0.00 o PL (equivalente a LPI) è superiore a 2.00;
- Lo strato interessato è superficiale;
- Lo spessore dello strato è elevato;
- Si valutano elevati i valori di deformazione verticale e deformazioni a taglio.

Si vuole dunque valutare l'indice del potenziale di liquefazione PL (o LPI), che è una grandezza adimensionale compresa tra 0 e 100 e definita su una verticale di indagine:

$$PL \text{ (o LPI)} = \int_0^{z_{crit}} LP(z) dz = \int_0^{z_{crit}} F(z) w(z) dz$$

Secondo la formulazione di Iwasaki 1978 il valore di $F(z)$ assume valore di:

$F(z)=0$ per $FSL>1$;

$F(z)=1-FSL$ per $FSL<1$;

Confrontando le evidenze sperimentali dei casi di liquefazione osservati con i valori calcolati di PL (equivalente a LPI) sono state identificate le classi di rischio di liquefazione a cui sono state associate determinate tipologie ed intensità di fenomeni di liquefazione.

Tabella 203 – Limiti dell'indice del potenziale di liquefazione, LPI, secondo Sonmez 2003

LPI	Rischio di liquefazione
$LPI \leq 0$	Nulla
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

Il valore di $z_{critica}$ è la profondità oltre la quale non si evidenziano fenomeni di liquefazione che possono dunque incidere sulla stabilità delle opere a p.c..

$w(z)$ è calcolato sulla base dell'espressione seguente:

$$w(z) = 10 - 10 \left(\frac{z}{z_{crit}} \right)$$

Si è adottato come valore minimo di $z_{critica}$ quello prescritto da letteratura di 15m, ma nella maggior parte dei casi si è adottato il valore di z massima del sondaggio (se superiore a 15 m), a favore di sicurezza.

3.7. Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati in termini di F.S. e potenziale di liquefazione PL (equivalente a LPI).

Lo stato di sforzo considerato è stato estratto dai modelli di calcolo numerico PLAXIS 2D mostrati all'interno della del capitolo 3 della presente relazione, nella condizione di vasca piena, considerata la condizione maggiormente a favore di sicurezza poiché si hanno le pressioni interstiziali dell'acqua massime all'interno del terreno. La verticale valutata è quella in prossimità dello spigolo esterno del rilevato arginale sotto massimo battente di invaso.

3.7.1. Valutazione di CSR

CSR è stato valutato tramite l'applicazione delle formulazioni precedentemente mostrate, con un valore di accelerazione massima a_{max} pari a 0.361 g e magnitudo massima pari a 6.05.

Il valore di MSF adottato è pari a 1.462, utilizzato per scalare il parametro di sollecitazione CSR corrispondente alla magnitudo in esame.

I valori di CSR si riporteranno nei singoli paragrafi successivamente mostrati, al fine di calcolare fattore di sicurezza e potenziale di liquefazione.

3.7.2. Valutazione di CRR da prove SPT

Si riportano nel seguito le tabelle riassuntive dell'analisi condotta tramite le formulazioni precedentemente riportate.

Si specifica che si sono esclusi i livelli in cui $N1(60)$ è superiore a 30 perché non suscettibili a liquefazione, come descritto all'interno delle NTC2018 al paragrafo "7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione".

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	σ_v	σ'_v	$N1_{60}$	$N1_{60cs1}$	r_d	CSR	CRR_{751}	CRR_{m1}	FS_1
			[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG1	3	7	6.3	172	20	100	100	0.95	1.963			1000.00
SIG1	3	7	8.0	206	37	100	100	0.94	1.244			1000.00
SIG1	3	7	9.5	236	52	40	47	0.92	0.989			1000.00
SIG1	3	7	11.4	274	71	64	73	0.87	0.792			1000.00
SIG1	3	7	13.0	307	87	86	97	0.83	0.685			1000.00
SIG1	3	7	14.7	341	104	44	51	0.78	0.601			1000.00
SIG1	3	7	16.2	371	119	76	86	0.74	0.542			1000.00
SIG1	3	7	19.5	437	152	43	50	0.65	0.440			1000.00
SIG1	3	7	22.5	497	182	49	56	0.57	0.367			1000.00
SIG1	3	7	24.0	528	197	38	45	0.55	0.346			1000.00
SIG1	3	7	26.0	568	218	29	35	0.54	0.328			1000.00
SIG1	3	7	28.1	610	239	33	39	0.52	0.311			1000.00
SIG1	3	7	38.0	809	338	22	28	0.50	0.280	0.357	0.523	1.86
SIG2	1	2	6.3	200	26	100	100	0.95	1.725			1000.00
SIG2	1	2	8.2	238	45	70	80	0.94	1.156			1000.00

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	σ_v	σ'_v	N_{160}	N_{160cs1}	r_d	CSR	CRR_{751}	CRR_{m1}	FS_1
			[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG2	1	2	9.5	264	59	100	100	0.92	0.975			1000.00
SIG2	1	2	10.9	293	73	95	100	0.88	0.832			1000.00
SIG2	1	2	12.3	321	87	74	83	0.85	0.730			1000.00
SIG2	1	2	13.7	349	102	60	69	0.81	0.652			1000.00
SIG2	1	2	15.1	378	116	69	78	0.77	0.590			1000.00
SIG2	1	2	16.7	410	132	75	85	0.73	0.530			1000.00
SIG2	1	2	18.0	436	146	35	42	0.69	0.488			1000.00
SIG2	1	2	19.6	468	162	29	35	0.65	0.442			1000.00
SIG2	1	2	21.3	502	179	53	61	0.61	0.400			1000.00
SIG2	1	2	22.7	531	194	46	53	0.57	0.366			1000.00
SIG2	1	2	26.8	613	235	41	48	0.53	0.324			1000.00
SIG2	1	2	28.6	650	254	56	64	0.52	0.310			1000.00
SIG2	1	2	30.5	689	273	34	41	0.50	0.296			1000.00
SIG2	1	2	33.0	739	299	41	48	0.50	0.290			1000.00
SIG2	1	2	34.7	774	316	20	26	0.50	0.287	0.306	0.447	1.56
SIG2	1	2	36.8	816	338	30	36	0.50	0.283			1000.00
SIG2	1	2	38.0	840	350	31	37	0.50	0.282			1000.00
SIG2	1	2	40.1	883	371	21	26	0.50	0.279	0.323	0.473	1.70
SIG2	1	2	42.2	925	393	26	32	0.50	0.276			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	6.0	120	-20	35	41	0.95	-1.343			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	8.5	170	5	58	66	0.93	7.459			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	11.5	230	35	47	55	0.87	1.337			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	13.0	260	50	43	50	0.83	1.009			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	15.5	310	75	17	22	0.76	0.737	0.245	0.358	0.49
SIG3	7	Scavo lato Sud	17.0	340	90	26	32	0.72	0.638			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	21.5	430	135	25	31	0.60	0.448			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	25.0	500	170	25	30	0.54	0.375			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	28.0	560	200	45	52	0.52	0.342			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	30.0	600	220	42	49	0.50	0.323			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	34.5	690	265	25	31	0.50	0.305			1000.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	36.0	720	280	40	46	0.50	0.302			1000.00

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	σ_v	σ'_v	N_{160}	N_{160cs1}	r_d	CSR	CRR_{751}	CRR_{m1}	FS_1
			[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG4	4	6	6.7	109	7	79	89	0.95	3.666			1000.00
SIG4	4	6	8.7	149	27	100	100	0.93	1.224			1000.00
SIG4	4	6	10.0	175	40	60	68	0.91	0.939			1000.00
SIG4	4	6	11.8	211	58	74	83	0.86	0.737			1000.00
SIG4	4	6	13.5	245	75	28	34	0.81	0.626			1000.00
SIG4	4	6	20.5	386	145	29	35	0.63	0.391			1000.00
SIG4	4	6	22.6	428	166	51	59	0.57	0.345			1000.00
SIG4	4	6	25.0	476	190	44	51	0.54	0.319			1000.00
SIG4	4	6	27.2	520	212	57	65	0.53	0.303			1000.00
SIG4	4	6	30.2	580	242	21	26	0.50	0.281	0.320	0.468	1.67
SIG4	4	6	32.4	624	264	37	44	0.50	0.277			1000.00
SIG4	4	6	34.6	668	286	41	48	0.50	0.274			1000.00
SIG4	4	6	36.0	696	301	40	47	0.50	0.272			1000.00
SIG4	4	6	37.5	726	316	33	39	0.50	0.270			1000.00
S1	3	7	10.0	246	57	24	30	0.95	0.926	0.437	0.640	0.69
S1	3	7	12.0	287	77	90	100	0.91	0.748			1000.00
S1	3	7	21.0	467	167	51	59	0.85	0.402			1000.00
S1	3	7	24.0	528	197	55	63	0.61	0.346			1000.00
S2	3	7	7.0	186	26	70	79	0.55	1.562			1000.00
S2	3	7	10.0	246	57	100	100	0.95	0.926			1000.00
S2	3	7	12.0	287	77	90	100	0.91	0.748			1000.00
S2	3	7	21.0	467	167	51	59	0.85	0.402			1000.00
S2	3	7	27.0	588	228	46	53	0.61	0.320			1000.00
S3	3	7	3.0	0	0	45	52	0.53	#####			1000.00
S3	3	7	7.0	186	26	22	27	0.98	1.562	0.348	0.509	0.33
S3	3	7	10.0	246	57	57	65	0.91	0.926			1000.00
S3	3	7	12.0	287	77	90	100	0.85	0.748			1000.00
S3	3	7	21.0	467	167	53	61	0.61	0.402			1000.00
S3	3	7	25.0	548	208	60	68	0.54	0.337			1000.00
S4	3	7	10.0	246	57	27	33	0.91	0.926			1000.00
S4	3	7	12.5	297	82	62	70	0.84	0.715			1000.00
S4	3	7	21.0	467	167	38	45	0.61	0.402			1000.00
S4	3	7	25.0	548	208	60	68	0.54	0.337			1000.00
S5	3	7	7.0	186	26	26	31	0.95	1.562			1000.00
S5	3	7	10.0	246	57	100	100	0.91	0.926			1000.00
S5	3	7	12.0	287	77	74	84	0.85	0.748			1000.00
S5	3	7	21.0	467	167	42	49	0.61	0.402			1000.00

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	σ_v	σ'_v	N_{160}	N_{160cs1}	r_d	CSR	CRR_{751}	CRR_{m1}	FS_1
			[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S5	3	7	25.5	558	213	42	49	0.54	0.332			1000.00
S6	3	7	7.0	186	26	100	100	0.95	1.562			1000.00
S6	3	7	10.4	254	61	12	16	0.90	0.882	0.173	0.253	0.29
S6	3	7	12.0	287	77	32	38	0.85	0.748			1000.00
S6	3	7	21.0	467	167	42	48	0.61	0.402			1000.00
S6	3	7	25.0	548	208	43	49	0.54	0.337			1000.00
S7	4	6	10.1	177	41	56	64	0.90	0.923			1000.00
S7	4	6	12.1	217	61	66	74	0.85	0.714			1000.00
S7	4	6	21.0	396	150	12	16	0.61	0.379	0.175	0.256	0.67
S7	4	6	25.0	476	190	20	26	0.54	0.319	0.304	0.444	1.39
S8	4	6	10.0	175	40	61	69	0.91	0.939			1000.00
S8	4	6	12.0	215	60	50	57	0.85	0.721			1000.00
S8	4	6	20.5	386	145	23	29	0.63	0.391	0.405	0.592	1.52
S8	4	6	25.0	476	190	13	17	0.54	0.319	0.183	0.267	0.84
S9	7	Scavo lato Sud	7.0	140	-10	44	51	0.95	-3.109			1000.00
S9	7	Scavo lato Sud	10.0	200	20	96	100	0.91	2.128			1000.00
S9	7	Scavo lato Sud	12.0	240	40	28	34	0.85	1.202			1000.00
S9	7	Scavo lato Sud	21.0	420	130	34	40	0.61	0.465			1000.00
S9	7	Scavo lato Sud	25.0	500	170	20	26	0.54	0.375	0.304	0.444	1.18
S10	5	4	7.0	110	25	42	48	0.95	0.955			1000.00
S10	5	4	10.0	170	56	34	40	0.91	0.650			1000.00
S10	5	4	12.0	210	76	60	68	0.85	0.555			1000.00
S10	5	4	21.0	390	166	56	64	0.61	0.338			1000.00
S10	5	4	25.6	482	212	20	25	0.54	0.287	0.298	0.436	1.52
S11	6	3	7.0	165	46	33	39	0.95	0.803			1000.00
S11	6	3	10.0	225	76	9	13	0.91	0.633	0.144	0.210	0.33
S11	6	3	12.0	265	96	27	33	0.85	0.555			1000.00
S11	6	3	21.0	445	186	27	33	0.61	0.345			1000.00
S11	6	3	25.0	525	250	43	49	0.54	0.268			1000.00
S12	1	2	7.0	214	33	45	52	0.95	1.439			1000.00
S12	1	2	10.0	275	64	34	40	0.91	0.917			1000.00
S12	1	2	21.0	497	176	13	18	0.61	0.406	0.190	0.278	0.69
S12	1	2	25.5	588	222	18	23	0.54	0.335	0.264	0.386	1.15
S13	1	2	7.0	214	33	66	75	0.95	1.439			1000.00

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	σ_v	σ'_v	N_{160}	N_{160cs1}	r_d	CSR	CRR_{751}	CRR_{m1}	FS_1
			[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S13	1	2	12.0	315	84	42	49	0.85	0.750			1000.00
S13	1	2	21.0	497	176	13	18	0.61	0.406	0.190	0.278	0.69
S13	1	2	24.0	557	207	26	32	0.55	0.349			1000.00
S14	1	2	7.0	214	33	29	35	0.95	1.439			1000.00
S14	1	2	10.0	275	64	50	58	0.91	0.917			1000.00
S14	1	2	12.0	315	84	56	64	0.85	0.750			1000.00
S14	1	2	21.0	497	176	66	75	0.61	0.406			1000.00
S14	1	2	25.0	578	217	10	15	0.54	0.340	0.156	0.228	0.67
S2_PG	4	6	6.1	0	0	32	38	0.95				1000.00
S2_PG	4	6	12.1	217	61	39	45	0.85	0.714			1000.00
S2_PG	4	6	16.6	307	106	37	43	0.73	0.498			1000.00
S2_PG	4	6	30	576	240	54	62	0.50	0.283			1000.00
S3_PG	4	6	5	0	0	45	53	0.97				1000.00
S3_PG	4	6	8	125	15	75	85	0.94	1.889			1000.00

Su queste verticali (che interessano sondaggi effettuati su tutta l'area della cassa di espansione) è stato eseguito il calcolo del potenziale di liquefazione PL.

sondaggio	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
			[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG1	3	7	6.3	0.00	8.34	38.00	0.00	0.00
SIG1	3	7	8.0	0.00	7.89	38.00	0.00	
SIG1	3	7	9.5	0.00	7.50	38.00	0.00	
SIG1	3	7	11.4	0.00	7.00	38.00	0.00	
SIG1	3	7	13.0	0.00	6.58	38.00	0.00	
SIG1	3	7	14.7	0.00	6.13	38.00	0.00	
SIG1	3	7	16.2	0.00	5.74	38.00	0.00	
SIG1	3	7	19.5	0.00	4.87	38.00	0.00	
SIG1	3	7	22.5	0.00	4.08	38.00	0.00	
SIG1	3	7	24.0	0.00	3.68	38.00	0.00	
SIG1	3	7	26.0	0.00	3.16	38.00	0.00	

SIG1	3	7	28.1	0.00	2.61	38.00	0.00	
SIG1	3	7	38.0	0.00	0.00	38.00	0.00	
SIG2	1	2	6.3	0.00	8.43	40.00	0.00	0.00
SIG2	1	2	8.2	0.00	7.95	40.00	0.00	
SIG2	1	2	9.5	0.00	7.63	40.00	0.00	
SIG2	1	2	10.9	0.00	7.28	40.00	0.00	
SIG2	1	2	12.3	0.00	6.93	40.00	0.00	
SIG2	1	2	13.7	0.00	6.58	40.00	0.00	
SIG2	1	2	15.1	0.00	6.23	40.00	0.00	
SIG2	1	2	16.7	0.00	5.83	40.00	0.00	
SIG2	1	2	18.0	0.00	5.50	40.00	0.00	
SIG2	1	2	19.6	0.00	5.10	40.00	0.00	
SIG2	1	2	21.3	0.00	4.69	40.00	0.00	
SIG2	1	2	22.7	0.00	4.33	40.00	0.00	
SIG2	1	2	26.8	0.00	3.31	40.00	0.00	
SIG2	1	2	28.6	0.00	2.85	40.00	0.00	
SIG2	1	2	30.5	0.00	2.38	40.00	0.00	
SIG2	1	2	33.0	0.00	1.75	40.00	0.00	
SIG2	1	2	34.7	0.00	1.33	40.00	0.00	
SIG2	1	2	36.8	0.00	0.80	40.00	0.00	
SIG2	1	2	38.0	0.00	0.50	40.00	0.00	
SIG2	1	2	40.1	0.00	-0.02	40.00	0.00	
SIG2	1	2	42.2	0.00	-0.55	40.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	6.0	0.00	6.00	15.00	0.00	- 0.17
SIG3	7	Scavo lato Sud	8.5	0.00	4.33	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	11.5	0.00	2.33	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	13.0	0.00	1.33	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	15.5	0.51	-0.33	15.00	0.17	
SIG3	7	Scavo lato Sud	17.0	0.00	-1.33	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	21.5	0.00	-4.33	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	25.0	0.00	-6.67	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	28.0	0.00	-8.67	15.00	0.00	
SIG3	7	Scavo lato Sud	30.0	0.00	-	10.00	15.00	0.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	34.5	0.00	-	13.00	15.00	0.00
SIG3	7	Scavo lato Sud	36.0	0.00	-	14.00	15.00	0.00
SIG4	4	6	6.7	0.00	7.77	30.00	0.00	0.00

SIG4	4	6	8.7	0.00	7.10	30.00	0.00	0.00
SIG4	4	6	10.0	0.00	6.67	30.00	0.00	
SIG4	4	6	11.8	0.00	6.07	30.00	0.00	
SIG4	4	6	13.5	0.00	5.50	30.00	0.00	
SIG4	4	6	20.5	0.00	3.17	30.00	0.00	
SIG4	4	6	22.6	0.00	2.47	30.00	0.00	
SIG4	4	6	25.0	0.00	1.67	30.00	0.00	
SIG4	4	6	27.2	0.00	0.93	30.00	0.00	
SIG4	4	6	30.2	0.00	-0.07	30.00	0.00	
SIG4	4	6	32.4	0.00	-0.80	30.00	0.00	
SIG4	4	6	34.6	0.00	-1.53	30.00	0.00	
SIG4	4	6	36.0	0.00	-2.00	30.00	0.00	
SIG4	4	6	37.5	0.00	-2.50	30.00	0.00	
S1	3	7	10.0	0.31	0.00	10.00	0.00	0.00
S1	3	7	12.0	0.00	-2.00	10.00	0.00	
S1	3	7	21.0	0.00	11.00	10.00	0.00	
S1	3	7	24.0	0.00	14.00	10.00	0.00	
S2	3	7	7.0	0.00	5.33	15.00	0.00	0.00
S2	3	7	10.0	0.00	3.33	15.00	0.00	
S2	3	7	12.0	0.00	2.00	15.00	0.00	
S2	3	7	21.0	0.00	-4.00	15.00	0.00	
S2	3	7	27.0	0.00	-8.00	15.00	0.00	
S3	3	7	3.0	0.00	7.00	10.00	0.00	0.00
S3	3	7	10.0	0.00	0.00	10.00	0.00	
S3	3	7	12.0	0.00	-2.00	10.00	0.00	
S3	3	7	21.0	0.00	11.00	10.00	0.00	
S3	3	7	25.0	0.00	15.00	10.00	0.00	
S4	3	7	10.0	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00
S4	3	7	12.5	0.00	-2.50	10.00	0.00	
S4	3	7	21.0	0.00	11.00	10.00	0.00	
S4	3	7	25.0	0.00	15.00	10.00	0.00	
S5	3	7	7.0	0.00	5.33	15.00	0.00	0.00
S5	3	7	10.0	0.00	3.33	15.00	0.00	
S5	3	7	12.0	0.00	2.00	15.00	0.00	
S5	3	7	21.0	0.00	-4.00	15.00	0.00	
S5	3	7	25.5	0.00	-7.00	15.00	0.00	
S6	3	7	7.0	0.00	3.00	10.00	0.00	-
S6	3	7	10.4	0.71	-0.40	10.00	0.29	0.29

S6	3	7	12.0	0.00	-2.00	10.00	0.00	
S6	3	7	21.0	0.00	-	11.00	10.00	
S6	3	7	25.0	0.00	-	15.00	10.00	
S7	4	6	10.1	0.00	5.19	21.00	0.00	0.00
S7	4	6	12.1	0.00	4.24	21.00	0.00	
S7	4	6	21.0	0.33	0.00	21.00	0.00	
S7	4	6	25.0	0.00	-1.90	21.00	0.00	
S8	4	6	10.0	0.00	6.00	25.00	0.00	0.00
S8	4	6	12.0	0.00	5.20	25.00	0.00	
S8	4	6	20.5	0.00	1.80	25.00	0.00	
S8	4	6	25.0	0.16	0.00	25.00	0.00	
S9	7	Scavo lato Sud	7.0	0.00	7.20	25.00	0.00	0.00
S9	7	Scavo lato Sud	10.0	0.00	6.00	25.00	0.00	
S9	7	Scavo lato Sud	12.0	0.00	5.20	25.00	0.00	
S9	7	Scavo lato Sud	21.0	0.00	1.60	25.00	0.00	
S9	7	Scavo lato Sud	25.0	0.00	0.00	25.00	0.00	
S10	5	4	7.0	0.00	7.20	25.00	0.00	0.00
S10	5	4	10.0	0.00	6.00	25.00	0.00	
S10	5	4	12.0	0.00	5.20	25.00	0.00	
S10	5	4	21.0	0.00	1.60	25.00	0.00	
S10	5	4	25.6	0.00	-0.24	25.00	0.00	
S11	6	3	7.0	0.00	3.00	10.00	0.00	0.00
S11	6	3	10.0	0.67	0.00	10.00	0.00	
S11	6	3	12.0	0.00	-2.00	10.00	0.00	
S11	6	3	21.0	0.00	-	11.00	10.00	
S11	6	3	25.0	0.00	-	15.00	10.00	
S12	1	2	7.0	0.00	7.20	25.00	0.00	0.50
S12	1	2	10.0	0.00	6.00	25.00	0.00	
S12	1	2	21.0	0.31	1.60	25.00	0.50	
S12	1	2	25.5	0.00	-0.20	25.00	0.00	
S13	1	2	7.0	0.00	6.67	21.00	0.00	0.00
S13	1	2	12.0	0.00	4.29	21.00	0.00	
S13	1	2	21.0	0.31	0.00	21.00	0.00	
S13	1	2	24.0	0.00	-1.43	21.00	0.00	
S14	1	2	7.0	0.00	7.20	25.00	0.00	0.00
S14	1	2	10.0	0.00	6.00	25.00	0.00	
S14	1	2	12.0	0.00	5.20	25.00	0.00	
S14	1	2	21.0	0.00	1.60	25.00	0.00	

S14	1	2	25.0	0.33	0.00	25.00	0.00	
S2_PG	4	6	6.1	0.00	7.56	25.00	0.00	
S2_PG	4	6	12.1	0.00	5.16	25.00	0.00	
S2_PG	4	6	16.6	0.00	3.36	25.00	0.00	0.00
S2_PG	4	6	30	0.00	-2.00	25.00	0.00	
S3_PG	4	6	5	0.00	8.20	25.00	0.00	0.00
S3_PG	4	6	8	0.00	7.00	25.00	0.00	

Dalle elaborazioni precedentemente riportate si ottiene nella totalità delle verticali un potenziale di liquefazione NULLO.

3.7.3. Valutazione di CRR da prove triassiali cicliche

Si riportano nel seguito le tabelle riassuntive dell'analisi condotta tramite le formulazioni precedentemente riportate. I valori inerenti le prove sono quelli disponibili dai risultati di laboratorio effettuati sui provini disponibili.

SONDAGGIO	Prof. z	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	rd	CSR	(CSR)M=7.5	Δq	σ'_3	σ_d	CRR	CRR (medio)	F.L.	PL
	[m]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	8.02	751	747	0.44 8	0.4 3	1.2 5	0.0 0
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	15.58	751	743	0.44 5			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	18.97	751	742	0.44 4			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	22.49	751	740	0.44 3			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	29.4	751	736	0.44 1			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	36.42	751	733	0.43 9			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	42.7	751	730	0.43 7			
SI G 1	18.5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	47.81	751	727	0.43 6			

SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	53.16	751	724	0.43 4			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	62.86	751	720	0.43 1			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	76.48	751	713	0.42 7			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	74.97	751	714	0.42 8			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	87.63	751	707	0.42 4			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	98.61	751	702	0.42 0			
SI G 1	18. 5	3	7	-137	-407	0.7 3	0.5 1	0.3 5	108	751	697	0.41 8			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	11.81	570	745	0.58 8			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	15.63	570	743	0.58 7			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	23.29	570	739	0.58 4			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	31	570	736	0.58 1			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	41.13	570	730	0.57 7	0.5 6	1.2 3	0.0 0
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	51.1	570	725	0.57 3			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	66.12	570	718	0.56 7			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	75.97	570	713	0.56 3			
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	88.23	570	707	0.55 8			

SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	100.7 8	570	701	0.55 3
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	113.0 2	570	694	0.54 8
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	125.4 9	570	688	0.54 3
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	137.9 1	570	682	0.53 8
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	150.0 5	570	676	0.53 4
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	162.6 2	570	670	0.52 9
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	174.7 1	570	664	0.52 4
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	199.2 7	570	651	0.51 4
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	222.8 9	570	640	0.50 5
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	246.9 9	570	628	0.49 5
SI G 3	14. 7	7	Scavo lato Sud	75	310	0.6 9	0.6 7	0.4 6	360.9 5	570	571	0.45 0

Si evince dunque come il potenziale di liquefazione inerente alle verticali riportate in tabella e alle prove di laboratorio triassiali cicliche a disposizione sia NULLO.

3.7.4. Valutazione di CRR da sismiche in foro e MASW (Vs)

3.7.4.1.1. Elaborazioni prove Down-Hole

Si riportano nel seguito le tabelle riassuntive dell'analisi condotta tramite le formulazioni precedentemente riportate. I valori inerenti le prove sono quelli disponibili dai risultati delle elaborazioni delle Vs disponibili nei fori DH.

DH	z(m)	Vs	G0	E'	PROFILO SEZIONE DI	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	n	Cv	Vs1	CRR	FL
----	------	----	----	----	-----------------------	-------------	------------	-------	-----------------	---	----	-----	-----	----

	[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
DH - S1PG	0	123	31	8	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	1	165	56	14	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	2	207	87	22	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	3	264	142	36	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	4	310	196	49	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	5	332	225	56	3	7	0	0	0.00	0.00	0.2	0.00	0	0.00	100
DH - S1PG	8	349	248	62	3	7	-37	-206	0.95	0.86	0.2	1.28	449	0.59	1
DH - S1PG	9	403	331	83	3	7	-47	-226	0.94	0.73	0.2	1.21	488	0.70	1
DH - S1PG	10	482	474	118	3	7	-57	-246	0.91	0.64	0.2	1.15	556	0.91	1
DH - S1PG	11	571	665	166	3	7	-67	-266	0.89	0.57	0.2	1.10	632	1.19	2
DH - S1PG	12	662	893	223	3	7	-77	-287	0.87	0.52	0.2	1.06	707	1.49	3
DH - S1PG	13	728	1080	270	3	7	-87	-307	0.85	0.48	0.2	1.03	754	1.70	4
DH - S1PG	14	749	1144	286	3	7	-97	-327	0.82	0.44	0.2	1.00	755	1.70	4
DH - S1PG	15	727	1078	269	3	7	-107	-347	0.80	0.41	0.2	0.98	715	1.52	100
DH - S1PG	16	682	948	237	3	7	-117	-367	0.77	0.39	0.2	0.96	656	1.28	100
DH - S1PG	17	618	779	195	3	7	-127	-387	0.75	0.36	0.2	0.94	582	1.01	3
DH - S1PG	18	564	649	162	3	7	-137	-407	0.72	0.34	0.2	0.92	521	0.80	2
DH - S1PG	19	528	568	142	3	7	-147	-427	0.70	0.32	0.2	0.90	479	0.68	2
DH - S1PG	20	537	588	147	3	7	-157	-447	0.68	0.31	0.2	0.89	480	0.68	2
DH - S1PG	21	564	649	162	3	7	-167	-467	0.66	0.29	0.2	0.87	496	0.73	2
DH - S1PG	22	597	727	182	3	7	-177	-487	0.63	0.28	0.2	0.86	517	0.79	3
DH - S1PG	23	614	769	192	3	7	-187	-507	0.61	0.26	0.2	0.85	525	0.81	3
DH - S1PG	24	620	784	196	3	7	-197	-528	0.59	0.25	0.2	0.84	523	0.81	3

DH - S1PG	25	608	754	188	3	7	-208	-548	0.58 1	0.24 6	0.2 5	0.83 3	507	0.76 2	3
DH - S1PG	26	566	653	163	3	7	-218	-568	0.56 4	0.23 6	0.2 5	0.82 3	466	0.64 4	3
DH - S1PG	27	487	484	121	3	7	-228	-588	0.54 8	0.22 7	0.2 5	0.81 4	396	0.46 2	100 0
DH - S1PG	28	406	336	84	3	7	-238	-608	0.53 3	0.21 9	0.2 5	0.80 5	327	0.30 9	100 0
DH - S1PG	29	364	270	68	3	7	-248	-628	0.51 9	0.21 1	0.2 5	0.79 7	290	0.23 8	100 0
DH - S1PG	30	384	301	75	3	7	-258	-648	0.50 7	0.20 4	0.2 5	0.78 9	303	0.26 2	100 0
DH - S1PG	31	438	391	98	3	7	-268	-668	0.49 6	0.19 8	0.2 5	0.78 2	342	0.34 1	100 0
DH - S1PG	32	500	510	127	3	7	-278	-688	0.48 6	0.19 3	0.2 5	0.77 4	387	0.44 1	100 0
DH - S1PG	33	584	695	174	3	7	-288	-708	0.47 7	0.18 8	0.2 5	0.76 8	448	0.59 5	3
DH - S1PG	34	691	973	243	3	7	-298	-728	0.47 0	0.18 4	0.2 5	0.76 1	526	0.82 2	4
DH - S1PG	35	728	1080	270	3	7	-308	-748	0.46 3	0.18 1	0.2 5	0.75 5	549	0.89 9	5
DH - S1PG	36	798	1298	325	3	7	-318	-768	0.45 8	0.17 8	0.2 5	0.74 9	597	1.06 4	6
DH - S1PG	37	810	1338	334	3	7	-328	-789	0.45 4	0.17 5	0.2 5	0.74 3	602	1.08 0	6
DH - S1PG	38	818	1364	341	3	7	-338	-809	0.45 2	0.17 3	0.2 5	0.73 7	603	1.08 5	6
DH - S1PG	39	820	1371	343	3	7	-348	-829	0.45 0	0.17 2	0.2 5	0.73 2	600	1.07 4	6
DH - S1PG	40	832	1411	353	3	7	-358	-849	0.45 0	0.17 1	0.2 5	0.72 7	605	1.09 0	6
DH - S1PG	41	829	1401	350	3	7	-369	-869	0.45 1	0.17 1	0.2 5	0.72 2	598	1.06 7	6
DH - S1PG	42	834	1418	355	3	7	-379	-889	0.45 4	0.17 1	0.2 5	0.71 7	598	1.06 6	100 0
DH - S1PG	43	822	1378	344	3	7	-389	-909	0.45 7	0.17 2	0.2 5	0.71 2	585	1.02 1	100 0
DH - S1PG	44	778	1234	309	3	7	-399	-929	0.46 2	0.17 3	0.2 5	0.70 8	551	0.90 2	100 0
DH - S1PG	45	707	1019	255	3	7	-409	-949	0.46 8	0.17 4	0.2 5	0.70 3	497	0.73 4	100 0
DH - S1PG	46	552	621	155	3	7	-419	-969	0.47 5	0.17 6	0.2 5	0.69 9	386	0.43 7	100 0
DH - S1PG	47	469	448	112	3	7	-429	-989	0.48 4	0.17 9	0.2 5	0.69 5	326	0.30 7	100 0
DH - S1PG	48	455	422	106	3	7	-439	-1009	0.49 4	0.18 2	0.2 5	0.69 1	314	0.28 4	100 0

DH - S1PG	49	444	402	100	3	7	-449	-1030	0.505	0.186	0.25	0.687	305	0.266	1000
DH - S1PG	50	428	373	93	3	7	-459	-1050	0.518	0.190	0.25	0.683	292	0.242	1000
DH-S2	0	355	257	64	3	7	0	0	0.000	0.000	0.25	0.000	0	0.000	1000
DH-S2	1	433	382	96	3	7	0	0	0.000	0.000	0.25	0.000	0	0.000	1000
DH-S2	2	611	761	190	3	7	0	0	0.000	0.000	0.25	0.000	0	0.000	1000
DH-S2	3	633	817	204	3	7	0	0	0.000	0.000	0.25	0.000	0	0.000	1000
DH-S2	4	701	1002	250	3	7	0	0	0.000	0.000	0.25	0.000	0	0.000	1000
DH-S2	5	720	1057	264	3	7	-6	-146	1.008	3.724	0.25	1.400	1008	3.043	1
DH-S2	6	699	996	249	3	7	-16	-166	0.994	1.614	0.25	1.400	979	2.867	2
DH-S2	7	643	843	211	3	7	-26	-186	0.977	1.103	0.25	1.394	897	2.406	2
DH-S2	8	655	875	219	3	7	-37	-206	0.959	0.869	0.25	1.286	843	2.124	2
DH-S2	9	637	827	207	3	7	-47	-226	0.940	0.733	0.25	1.210	771	1.778	2
DH-S2	10	621	786	197	3	7	-57	-246	0.919	0.641	0.25	1.153	716	1.531	2
DH-S2	11	615	771	193	3	7	-67	-266	0.897	0.575	0.25	1.107	681	1.383	2
DH-S2	12	611	761	190	3	7	-77	-287	0.874	0.523	0.25	1.068	653	1.272	2
DH-S2	13	540	594	149	3	7	-87	-307	0.850	0.482	0.25	1.036	559	0.932	2
DH-S2	14	514	539	135	3	7	-97	-327	0.826	0.447	0.25	1.008	518	0.798	2
DH-S2	15	512	534	134	3	7	-107	-347	0.801	0.417	0.25	0.983	503	0.753	2
DH-S2	16	516	543	136	3	7	-117	-367	0.777	0.391	0.25	0.962	496	0.731	2
DH-S2	17	514	539	135	3	7	-127	-387	0.753	0.368	0.25	0.942	484	0.696	2
DH-S2	18	501	512	128	3	7	-137	-407	0.729	0.347	0.25	0.924	463	0.635	1000
DH-S2	19	489	488	122	3	7	-147	-427	0.705	0.328	0.25	0.908	444	0.583	1000
DH-S2	20	488	486	121	3	7	-157	-447	0.682	0.311	0.25	0.893	436	0.561	2

DH-S2	21	488	486	121	3	7	-167	-467	0.66 0	0.29 6	0.2 5	0.87 9	429	0.54 4	2
DH-S2	22	488	486	121	3	7	-177	-487	0.63 9	0.28 2	0.2 5	0.86 7	423	0.52 8	2
DH-S2	23	490	490	122	3	7	-187	-507	0.61 8	0.26 9	0.2 5	0.85 5	419	0.51 8	2
DH-S2	24	492	494	123	3	7	-197	-528	0.59 9	0.25 7	0.2 5	0.84 4	415	0.50 8	2
DH-S2	25	494	498	124	3	7	-208	-548	0.58 1	0.24 6	0.2 5	0.83 3	412	0.49 9	2
DH-S2	26	494	498	124	3	7	-218	-568	0.56 4	0.23 6	0.2 5	0.82 3	407	0.48 7	2
DH-S2	27	494	498	124	3	7	-228	-588	0.54 8	0.22 7	0.2 5	0.81 4	402	0.47 6	2
DH-S2	28	494	498	124	3	7	-238	-608	0.53 3	0.21 9	0.2 5	0.80 5	398	0.46 6	2
DH-S2	29	494	498	124	3	7	-248	-628	0.51 9	0.21 1	0.2 5	0.79 7	394	0.45 6	2
DH-S2	30	494	498	124	3	7	-258	-648	0.50 7	0.20 4	0.2 5	0.78 9	390	0.44 6	2
DH-S2	31	494	498	124	3	7	-268	-668	0.49 6	0.19 8	0.2 5	0.78 2	386	0.43 8	100 0
DH-S2	32	495	500	125	3	7	-278	-688	0.48 6	0.19 3	0.2 5	0.77 4	383	0.43 1	100 0
DH-S2	33	499	508	127	3	7	-288	-708	0.47 7	0.18 8	0.2 5	0.76 8	383	0.43 0	100 0
DH-S2	34	516	543	136	3	7	-298	-728	0.47 0	0.18 4	0.2 5	0.76 1	393	0.45 3	100 0
DH-S2	35	546	608	152	3	7	-308	-748	0.46 3	0.18 1	0.2 5	0.75 5	412	0.50 1	100 0
DH-S2	36	567	655	164	3	7	-318	-768	0.45 8	0.17 8	0.2 5	0.74 9	425	0.53 2	100 0
DH-S2	37	674	926	232	3	7	-328	-789	0.45 4	0.17 5	0.2 5	0.74 3	501	0.74 5	4
DH-S2	38	783	1250	312	3	7	-338	-809	0.45 2	0.17 3	0.2 5	0.73 7	577	0.99 4	6
DH-S2	39	804	1318	329	3	7	-348	-829	0.45 0	0.17 2	0.2 5	0.73 2	588	1.03 3	6
DH-S2	40	816	1358	339	3	7	-358	-849	0.45 0	0.17 1	0.2 5	0.72 7	593	1.04 9	6
DH-S2	41	820	1371	343	3	7	-369	-869	0.45 1	0.17 1	0.2 5	0.72 2	592	1.04 5	6
DH-S2	42	822	1378	344	3	7	-379	-889	0.45 4	0.17 1	0.2 5	0.71 7	589	1.03 6	6
DH-S2	43	826	1391	348	3	7	-389	-909	0.45 7	0.17 2	0.2 5	0.71 2	588	1.03 2	6
DH-S2	44	854	1487	372	3	7	-399	-929	0.46 2	0.17 3	0.2 5	0.70 8	604	1.09 0	6

DH-S2	45	895	1633	408	3	7	-409	-949	0.46 8	0.17 4	0.2 5	0.70 3	629	1.18 3	7
DH-S2	46	927	1752	438	3	7	-419	-969	0.47 5	0.17 6	0.2 5	0.69 9	648	1.25 4	7
DH-S2	47	1029	2159	540	3	7	-429	-989	0.48 4	0.17 9	0.2 5	0.69 5	715	1.52 8	9
DH-S2	48	1177	2824	706	3	7	-439	-1009	0.49 4	0.18 2	0.2 5	0.69 1	813	1.97 8	11
DH-S2	49	1123	2571	643	3	7	-449	-1030	0.50 5	0.18 6	0.2 5	0.68 7	771	1.78 0	10
DH-S2	50	1127	2589	647	3	7	-459	-1050	0.51 8	0.19 0	0.2 5	0.68 3	770	1.77 3	9
DH-S2	0	355	257	64	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	1	433	382	96	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	2	611	761	190	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	3	633	817	204	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	4	701	1002	250	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	5	720	1057	264	1	2	0	0	0.00 0	0.00 0	0.2 5	0.00 0	0	0.00 0	100 0
DH-S2	6	699	996	249	1	2	-38	-209	0.99 6	0.87 7	0.2 5	1.27 3	890	2.36 9	3
DH-S2	7	643	843	211	1	2	-48	-230	0.98 0	0.74 9	0.2 5	1.20 0	772	1.78 2	2
DH-S2	8	655	875	219	1	2	-58	-250	0.96 2	0.66 1	0.2 5	1.14 5	750	1.68 1	3
DH-S2	9	637	827	207	1	2	-68	-270	0.94 3	0.59 7	0.2 5	1.10 0	701	1.46 7	2
DH-S2	10	621	786	197	1	2	-78	-290	0.92 2	0.54 7	0.2 5	1.06 3	660	1.30 1	2
DH-S2	11	615	771	193	1	2	-88	-310	0.90 0	0.50 6	0.2 5	1.03 1	634	1.20 1	2
DH-S2	12	611	761	190	1	2	-98	-330	0.87 7	0.47 1	0.2 5	1.00 4	613	1.12 3	2
DH-S2	13	540	594	149	1	2	-109	-350	0.85 3	0.44 1	0.2 5	0.98 0	529	0.83 3	2
DH-S2	14	514	539	135	1	2	-119	-370	0.82 9	0.41 5	0.2 5	0.95 8	493	0.72 0	2
DH-S2	15	512	534	134	1	2	-129	-390	0.80 5	0.39 2	0.2 5	0.93 9	481	0.68 6	2
DH-S2	16	516	543	136	1	2	-139	-410	0.78 0	0.37 0	0.2 5	0.92 1	475	0.67 0	2

DH-S2	17	514	539	135	1	2	-149	-430	0.75 6	0.35 1	0.2 5	0.90 5	465	0.64 2	2
DH-S2	18	501	512	128	1	2	-159	-450	0.73 2	0.33 3	0.2 5	0.89 1	446	0.58 9	100 0
DH-S2	19	489	488	122	1	2	-169	-470	0.70 8	0.31 7	0.2 5	0.87 7	429	0.54 3	100 0
DH-S2	20	488	486	121	1	2	-179	-491	0.68 5	0.30 1	0.2 5	0.86 5	422	0.52 5	2
DH-S2	21	488	486	121	1	2	-189	-511	0.66 3	0.28 7	0.2 5	0.85 3	416	0.51 0	2
DH-S2	22	488	486	121	1	2	-199	-531	0.64 2	0.27 4	0.2 5	0.84 2	411	0.49 6	2
DH-S2	23	490	490	122	1	2	-209	-551	0.62 1	0.26 2	0.2 5	0.83 2	407	0.48 8	2
DH-S2	24	492	494	123	1	2	-219	-571	0.60 2	0.25 1	0.2 5	0.82 2	404	0.48 0	2
DH-S2	25	494	498	124	1	2	-229	-591	0.58 3	0.24 1	0.2 5	0.81 3	401	0.47 3	2
DH-S2	26	494	498	124	1	2	-239	-611	0.56 6	0.23 2	0.2 5	0.80 4	397	0.46 2	2
DH-S2	27	494	498	124	1	2	-249	-631	0.55 0	0.22 3	0.2 5	0.79 6	393	0.45 2	2
DH-S2	28	494	498	124	1	2	-259	-651	0.53 5	0.21 5	0.2 5	0.78 8	389	0.44 3	2
DH-S2	29	494	498	124	1	2	-270	-671	0.52 1	0.20 8	0.2 5	0.78 0	386	0.43 4	2
DH-S2	30	494	498	124	1	2	-280	-691	0.50 9	0.20 2	0.2 5	0.77 3	382	0.42 6	2
DH-S2	31	494	498	124	1	2	-290	-711	0.49 7	0.19 6	0.2 5	0.76 7	379	0.41 8	100 0
DH-S2	32	495	500	125	1	2	-300	-732	0.48 7	0.19 1	0.2 5	0.76 0	376	0.41 2	100 0
DH-S2	33	499	508	127	1	2	-310	-752	0.47 8	0.18 6	0.2 5	0.75 4	376	0.41 1	100 0
DH-S2	34	516	543	136	1	2	-320	-772	0.47 1	0.18 2	0.2 5	0.74 8	386	0.43 4	100 0
DH-S2	35	546	608	152	1	2	-330	-792	0.46 4	0.17 9	0.2 5	0.74 2	405	0.48 2	100 0
DH-S2	36	567	655	164	1	2	-340	-812	0.45 9	0.17 6	0.2 5	0.73 6	418	0.51 3	100 0
DH-S2	37	674	926	232	1	2	-350	-832	0.45 5	0.17 4	0.2 5	0.73 1	493	0.72 1	4
DH-S2	38	783	1250	312	1	2	-360	-852	0.45 2	0.17 2	0.2 5	0.72 6	568	0.96 3	6
DH-S2	39	804	1318	329	1	2	-370	-872	0.45 1	0.17 0	0.2 5	0.72 1	580	1.00 2	6
DH-S2	40	816	1358	339	1	2	-380	-892	0.45 0	0.17 0	0.2 5	0.71 6	584	1.01 8	6

DH-S2	41	820	1371	343	1	2	-390	-912	0.45 1	0.16 9	0.2 5	0.71 1	583	1.01 5	6
DH-S2	42	822	1378	344	1	2	-400	-932	0.45 3	0.16 9	0.2 5	0.70 7	581	1.00 7	6
DH-S2	43	826	1391	348	1	2	-410	-952	0.45 6	0.17 0	0.2 5	0.70 3	580	1.00 4	6
DH-S2	44	854	1487	372	1	2	-420	-972	0.46 1	0.17 1	0.2 5	0.69 8	596	1.06 1	6
DH-S2	45	895	1633	408	1	2	-430	-993	0.46 7	0.17 3	0.2 5	0.69 4	621	1.15 2	7
DH-S2	46	927	1752	438	1	2	-441	-1013	0.47 4	0.17 5	0.2 5	0.69 0	640	1.22 3	7
DH-S2	47	1029	2159	540	1	2	-451	-1033	0.48 3	0.17 7	0.2 5	0.68 6	706	1.49 1	8
DH-S2	48	1177	2824	706	1	2	-461	-1053	0.49 2	0.18 1	0.2 5	0.68 3	803	1.93 2	11
DH-S2	49	1123	2571	643	1	2	-471	-1073	0.50 3	0.18 4	0.2 5	0.67 9	762	1.73 9	9
DH-S2	50	1127	2589	647	1	2	-481	-1093	0.51 6	0.18 8	0.2 5	0.67 5	761	1.73 3	9

Nella tabella seguente si riportano i valori di potenziale di liquefazione associati alle verticali precedentemente esaminate.

F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	10.00	10.00	0.00	0.66
0.00	9.00	10.00	0.00	
0.00	8.00	10.00	0.00	
0.00	7.00	10.00	0.00	
0.00	6.00	10.00	0.00	
0.00	5.00	10.00	0.00	
0.31	2.00	10.00	0.63	
0.04	1.00	10.00	0.04	
0.00	0.00	10.00	0.00	
0.00	-1.00	10.00	0.00	
0.00	-2.00	10.00	0.00	
0.00	-3.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-4.00	10.00	0.00	
0.00	-5.00	10.00	0.00	
0.00	-6.00	10.00	0.00	
0.00	-7.00	10.00	0.00	
0.00	-8.00	10.00	0.00	
0.00	-9.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	10.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	11.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	12.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	13.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	14.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	15.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	16.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	17.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	18.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	19.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	20.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	21.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	22.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	23.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	24.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	25.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	26.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	27.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z _{crit}	ΔP _L	P _L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	28.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	29.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	30.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	31.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	32.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	33.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	34.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	35.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	0.91
0.00	36.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	37.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	38.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	39.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	40.00	10.00	0.00	
0.00	10.00	10.00	0.00	
0.00	9.00	10.00	0.00	
0.00	8.00	10.00	0.00	
0.00	7.00	10.00	0.00	
0.00	6.00	10.00	0.00	
0.18	5.00	10.00	0.91	
0.00	4.00	10.00	0.00	
0.00	3.00	10.00	0.00	
0.00	2.00	10.00	0.00	
0.00	1.00	10.00	0.00	
0.00	0.00	10.00	0.00	
0.00	-1.00	10.00	0.00	
0.00	-2.00	10.00	0.00	
0.00	-3.00	10.00	0.00	
0.00	-4.00	10.00	0.00	
0.00	-5.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-6.00	10.00	0.00	
0.00	-7.00	10.00	0.00	
0.00	-8.00	10.00	0.00	
0.00	-9.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	10.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	11.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	12.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	13.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	14.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	15.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	16.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	17.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	18.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	19.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	20.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	21.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	22.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	23.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	24.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	25.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	26.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	27.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	28.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z _{crit}	ΔP _L	P _L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	29.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	30.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	31.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	32.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	33.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	34.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	35.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	36.00	10.00	0.00	0.00
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	37.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	38.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	39.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	40.00	10.00	0.00	
0.00	10.00	10.00	0.00	
0.00	9.00	10.00	0.00	
0.00	8.00	10.00	0.00	
0.00	7.00	10.00	0.00	
0.00	6.00	10.00	0.00	
0.00	5.00	10.00	0.00	
0.00	4.00	10.00	0.00	
0.00	3.00	10.00	0.00	
0.00	2.00	10.00	0.00	
0.00	1.00	10.00	0.00	
0.00	0.00	10.00	0.00	
0.00	-1.00	10.00	0.00	
0.00	-2.00	10.00	0.00	
0.00	-3.00	10.00	0.00	
0.00	-4.00	10.00	0.00	
0.00	-5.00	10.00	0.00	
0.00	-6.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-7.00	10.00	0.00	
0.00	-8.00	10.00	0.00	
0.00	-9.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	10.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	11.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	12.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	13.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	14.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	15.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	16.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	17.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	18.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	19.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	20.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	21.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	22.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	23.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	24.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	25.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	26.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	27.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	28.00	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	29.00	10.00	0.00	

F(z)	w(z)	z _{crit}	ΔP _L	P _L
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	
0.00	-	10.00	0.00	

Il valore del potenziale di liquefazione lungo le verticali esaminate fornisce un rischio NULLO di liquefazione.

3.7.4.1.2. Elaborazioni prove MASW

Ne seguito si riportano le valutazioni effettuate con le formulazioni precedentemente esposte riguardo i valori di Vs ricavati dalle prove MASW.

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ' _v	σ _v	r _d	(CSR) _{M=7.5}	C _v	V _{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW9	S13	1	300	180	45	1	2	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW9	S13	3.5	350	245	61	1	2	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW9	S13	8.5	45 0	405	10 1	1	2	-48	- 24 4	0.9 5	0.7 7	1.2 0	540	1	1
MASW9	S13	24	50 0	500	12 5	1	2	-207	- 55 7	0.6 0	0.2 6	0.8 3	417	1	2
MASW9	S13	38	70 0	980	24 5	1	2	-350	- 84 0	0.4 5	0.1 7	0.7 3	512	1	4
MASW1 0	S13	2.5	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 0	S13	6.25	50 0	500	12 5	1	2	-25	- 19 9	0.9 9	1.2 5	1.4 0	700	1	1
MASW1 0	S13	10.7 5	40 0	320	80	1	2	-71	- 29 0	0.9 1	0.5 9	1.0 9	435	1	1
MASW1 0	S13	15.7 5	50 0	500	12 5	1	2	-122	- 39 1	0.7 9	0.4 0	0.9 5	475	1	2
MASW1 0	S13	21.7 5	65 0	845	21 1	1	2	-184	- 51 2	0.6 5	0.2 9	0.8 6	558	1	3
MASW1 0	S13	33	70 0	980	24 5	1	2	-299	- 73 9	0.4 8	0.1 9	0.7 6	532	1	4
MASW1 1	S12	10.5	40 0	320	80	1	2	-69	- 28 5	0.9 1	0.6 0	1.1 0	439	1	1
MASW1 1	S12	23.5	45 0	405	10 1	1	2	-202	- 54 7	0.6 1	0.2 7	0.8 4	378	0	100 0
MASW1 1	S12	31	50 0	500	12 5	1	2	-278	- 69 9	0.5 0	0.2 0	0.7 7	387	0	2
MASW1 1	S12	38	80 0	128 0	32 0	1	2	-350	- 84 0	0.4 5	0.1 7	0.7 3	585	1	6
MASW1 2	S14	2	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW1 2	S14	14	50 0	500	12 5	1	2	-105	- 35 5	0.8 3	0.4 5	0.9 9	494	1	2
MASW1 2	S14	30	60 0	720	18 0	1	2	-268	- 67 9	0.5 1	0.2 1	0.7 8	469	1	100 0
MASW1 2	S14	38	75 0	112 5	28 1	1	2	-350	- 84 0	0.4 5	0.1 7	0.7 3	548	1	5
MASW1 3	S14	2.5	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 3	S14	10	55 0	605	15 1	1	2	-64	- 27 5	0.9 2	0.6 4	1.1 2	616	1	2
MASW1 3	S14	24.5	45 0	405	10 1	1	2	-212	- 56 7	0.5 9	0.2 5	0.8 3	373	0	100 0
MASW1 3	S14	34.5	60 0	720	18 0	1	2	-314	- 76 9	0.4 7	0.1 8	0.7 5	451	1	100 0
MASW1 3	S14	37.5	75 0	112 5	28 1	1	2	-345	- 83 0	0.4 5	0.1 8	0.7 3	550	1	5
MASW1 4	S14	2.5	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 4	S14	12	50 0	500	12 5	1	2	-84	- 31 5	0.8 8	0.5 3	1.0 4	522	1	2
MASW1 4	S14	22	40 0	320	80	1	2	-186	- 51 7	0.6 4	0.2 9	0.8 6	342	0	1
MASW1 4	S14	26.5	45 0	405	10 1	1	2	-232	- 60 8	0.5 6	0.2 3	0.8 1	364	0	100 0
MASW1 4	S14	31	40 0	320	80	1	2	-278	- 69 9	0.5 0	0.2 0	0.7 7	310	0	100 0
MASW1 4	S14	35	55 0	605	15 1	1	2	-319	- 78 0	0.4 6	0.1 8	0.7 5	411	0	3

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW1 4	S14	38	75 0	112 5	28 1	1	2	-350	- 84 0	0.4 5	0.1 7	0.7 3	548	1	5
MASW1 5	S2-S3-S18	3	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 5	S2-S3-S18	8	55 0	605	15 1	1	2	-43	- 23 4	0.9 6	0.8 4	1.2 3	678	1	2
MASW1 5	S2-S3-S18	11	40 0	320	80	1	2	-74	- 29 5	0.9 0	0.5 8	1.0 8	431	1	1
MASW1 5	S2-S3-S18	18.5	50 0	500	12 5	1	2	-151	- 44 6	0.7 2	0.3 4	0.9 0	451	1	2
MASW1 5	S2-S3-S18	32.5	70 0	980	24 5	1	2	-294	- 72 9	0.4 8	0.1 9	0.7 6	535	1	100 0
MASW1 6	S1-S17-SIG1	2	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 6	S1-S17-SIG1	16.5	50 0	500	12 5	1	2	-130	- 40 6	0.7 7	0.3 8	0.9 4	468	1	2
MASW1 6	S1-S17-SIG1	34.5	75 0	112 5	28 1	1	2	-314	- 76 9	0.4 7	0.1 8	0.7 5	563	1	100 0
MASW1 7	SIG1-S2	1	35 0	245	61	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1 7	SIG1-S2	9.75	50 0	500	12 5	1	2	-61	- 26 9	0.9 3	0.6 6	1.1 3	565	1	1
MASW1 7	SIG1-S2	21.7 5	55 0	605	15 1	1	2	-184	- 51 2	0.6 5	0.2 9	0.8 6	472	1	2
MASW1 7	SIG1-S2	28.5	50 0	500	12 5	1	2	-253	- 64 8	0.5 3	0.2 2	0.7 9	397	0	100 0
MASW1 7	SIG1-S2	35.5	70 0	980	24 5	1	2	-324	- 79 0	0.4 6	0.1 8	0.7 5	522	1	100 0
MASW1 8	S4	3	40 0	320	80	1	2	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW18	S4	6.5	500	500	125	1	2	-28	-204	0.99	1.16	1.38	688	1	1000
MASW18	S4	9	350	245	61	1	2	-53	-254	0.94	0.72	1.17	409	0	1
MASW18	S4	13	500	500	125	1	2	-94	-335	0.85	0.49	1.01	507	1	2
MASW18	S4	20	600	720	180	1	2	-166	-477	0.69	0.32	0.88	529	1	3
MASW18	S4	32.5	800	1280	320	1	2	-294	-729	0.48	0.19	0.76	611	1	1000
MASW19	S5	2.5	400	320	80	1	2	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW19	S5	7	450	405	101	1	2	-33	-214	0.98	1.02	1.32	594	1	1
MASW19	S5	19.5	500	500	125	1	2	-161	-466	0.70	0.32	0.89	444	1	2
MASW19	S5	31.5	450	405	101	1	2	-284	-709	0.49	0.20	0.77	347	0	1000
MASW19	S5	34.5	500	500	125	1	2	-314	-769	0.47	0.18	0.75	376	0	1000
MASW19	S5	38	800	1280	320	1	2	-350	-840	0.45	0.17	0.73	585	1	1000
MASW20	S5	1.5	400	320	80	1	2	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW20	S5	10	500	500	125	1	2	-64	-275	0.92	0.64	1.12	560	1	1
MASW20	S5	20	400	320	80	1	2	-166	-477	0.69	0.32	0.88	352	0	1

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW20	S5	22.5	500	500	125	1	2	-192	527	0.63	0.28	0.85	425	1	2
MASW20	S5	26.5	600	720	180	1	2	-232	608	0.56	0.23	0.81	486	1	3
MASW20	S5	35.5	750	1125	281	1	2	-324	790	0.46	0.18	0.75	559	1	1000
MASW21	S5	1.5	300	180	45	3	7	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW21	S5	3.5	400	320	80	3	7	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW21	S5	15	500	500	125	3	7	-107	347	0.80	0.42	0.98	492	1	2
MASW21	S5	33	800	1280	320	3	7	-288	708	0.48	0.19	0.77	614	1	1000
MASW22	S5	2.5	400	180	45	3	7	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW22	S5	8	450	405	101	3	7	-37	206	0.96	0.87	1.29	579	1	1
MASW22	S5	11.5	400	320	80	3	7	-72	277	0.89	0.55	1.09	435	1	1
MASW22	S5	14	450	405	101	3	7	-97	327	0.83	0.45	1.01	454	1	1
MASW22	S5	18.5	500	500	125	3	7	-142	417	0.72	0.34	0.92	458	1	2
MASW22	S5	30.5	600	720	180	3	7	-263	658	0.50	0.20	0.79	471	1	3
MASW23	S6	0.5	250	320	80	3	7	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1000
MASW23	S6	6	400	320	80	3	7	-16	166	0.99	1.61	1.40	560	1	1

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW2 3	S6	14.2 5	50 0	500	12 5	3	7	-99	- 33 2	0.8 2	0.4 4	1.0 0	501	1	2
MASW2 3	S6	19.2 5	40 0	320	80	3	7	-150	- 43 2	0.7 0	0.3 2	0.9 0	362	0	1
MASW2 3	S6	30.5	60 0	720	18 0	3	7	-263	- 65 8	0.5 0	0.2 0	0.7 9	471	1	100 0
MASW2 4	S6	0.5	30 0	320	80	3	7	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2 4	S6	3	40 0	405	10 1	3	7	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2 4	S6	13.5	50 0	500	12 5	3	7	-92	- 31 7	0.8 4	0.4 6	1.0 2	511	1	2
MASW2 4	S6	24	60 0	720	18 0	3	7	-197	- 52 8	0.6 0	0.2 6	0.8 4	506	1	3
MASW2 4	S6	33	80 0	128 0	32 0	3	7	-288	- 70 8	0.4 8	0.1 9	0.7 7	614	1	100 0
MASW2 5	S6	3	40 0	320	80	3	7	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2 5	S6	10.5	55 0	605	15 1	3	7	-62	- 25 6	0.9 1	0.6 1	1.1 3	621	1	2
MASW2 5	S6	22.5	60 0	720	18 0	3	7	-182	- 49 7	0.6 3	0.2 7	0.8 6	516	1	3
MASW2 5	S6	35	80 0	128 0	32 0	3	7	-308	- 74 8	0.4 6	0.1 8	0.7 5	604	1	100 0
MASW2 6	S6	2	30 0	320	80	3	7	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2 6	S6	9.5	40 0	320	80	3	7	-52	- 23 6	0.9 3	0.6 8	1.1 8	472	1	1
MASW2 6	S6	18	55 0	605	15 1	3	7	-137	- 40 7	0.7 3	0.3 5	0.9 2	508	1	2

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW2 6	S6	23	60 0	720	18 0	3	7	-187	- 50 7	0.6 2	0.2 7	0.8 5	513	1	3
MASW2 6	S6	32.5	80 0	128 0	32 0	3	7	-283	- 69 8	0.4 8	0.1 9	0.7 7	617	1	100 0
MASW2 7	S6	2.5	40 0	320	80	3	7	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2 7	S6	7.5	55 0	605	15 1	3	7	-31	- 19 6	0.9 7	0.9 7	1.3 3	734	2	2
MASW2 7	S6	11	40 0	320	80	3	7	-67	- 26 6	0.9 0	0.5 7	1.1 1	443	1	1
MASW2 7	S6	16	55 0	605	15 1	3	7	-117	- 36 7	0.7 8	0.3 9	0.9 6	529	1	2
MASW2 7	S6	22.5	60 0	720	18 0	3	7	-182	- 49 7	0.6 3	0.2 7	0.8 6	516	1	3
MASW2 7	S6	32.5	80 0	128 0	32 0	3	7	-283	- 69 8	0.4 8	0.1 9	0.7 7	617	1	100 0
MASW1	S11-SH	1.5	35 0	245	61	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW1	S11-SH	5.25	45 0	405	10 1	6	3	-9	- 13 9	1.0 0	2.4 8	1.4 0	630	1	100 0
MASW1	S11-SH	11.2 5	50 0	500	12 5	6	3	-70	- 26 1	0.8 8	0.5 2	1.0 9	546	1	2
MASW1	S11-SH	18	60 0	720	18 0	6	3	-139	- 39 7	0.7 2	0.3 3	0.9 2	552	1	3
MASW1	S11-SH	24.5	35 0	245	61	6	3	-206	- 52 9	0.5 8	0.2 4	0.8 3	292	0	100 0
MASW1	S11-SH	30.5	50 0	500	12 5	6	3	-267	- 65 0	0.5 0	0.1 9	0.7 8	391	0	2

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW1	S11-SH	36.5	80 0	128 0	32 0	6	3	-329	- 77 2	0.4 5	0.1 7	0.7 4	594	1	6
MASW2	S11-SH	1.5	35 0	245	61	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW2	S11-SH	5.25	40 0	320	80	6	3	-9	- 13 9	1.0 0	2.4 8	1.4 0	560	1	100 0
MASW2	S11-SH	8.75	45 0	405	10 1	6	3	-45	- 21 0	0.9 3	0.7 0	1.2 2	550	1	1
MASW2	S11-SH	12.5	50 0	500	12 5	6	3	-83	- 28 6	0.8 5	0.4 7	1.0 5	524	1	2
MASW2	S11-SH	17.5	55 0	605	15 1	6	3	-134	- 38 7	0.7 3	0.3 4	0.9 3	511	1	2
MASW2	S11-SH	24	35 0	245	61	6	3	-201	- 51 9	0.5 9	0.2 4	0.8 4	294	0	100 0
MASW2	S11-SH	29	45 0	405	10 1	6	3	-252	- 62 0	0.5 1	0.2 0	0.7 9	357	0	2
MASW2	S11-SH	35	70 0	980	24 5	6	3	-313	- 74 1	0.4 6	0.1 7	0.7 5	526	1	5
MASW3	S11-SH	2.5	40 0	320	80	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW3	S11-SH	11.2 5	60 0	720	18 0	6	3	-70	- 26 1	0.8 8	0.5 2	1.0 9	655	1	2
MASW3	S11-SH	21.2 5	50 0	500	12 5	6	3	-173	- 46 3	0.6 4	0.2 8	0.8 7	436	1	2
MASW3	S11-SH	27.5	55 0	605	15 1	6	3	-237	- 59 0	0.5 3	0.2 1	0.8 1	444	1	3
MASW3	S11-SH	35	75 0	112 5	28 1	6	3	-313	- 74 1	0.4 6	0.1 7	0.7 5	564	1	5

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW4	S11-SH	2.5	40 0	320	80	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW4	S11-SH	7.5	55 0	605	15 1	6	3	-32	- 18 5	0.9 6	0.8 9	1.3 3	731	2	2
MASW4	S11-SH	12.5	40 0	320	80	6	3	-83	- 28 6	0.8 5	0.4 7	1.0 5	419	1	1
MASW4	S11-SH	17.5	50 0	500	12 5	6	3	-134	- 38 7	0.7 3	0.3 4	0.9 3	465	1	2
MASW4	S11-SH	13.5	60 0	720	18 0	6	3	-93	- 30 6	0.8 3	0.4 3	1.0 2	610	1	3
MASW4	S11-SH	32.5	75 0	112 5	28 1	6	3	-288	- 69 1	0.4 8	0.1 8	0.7 7	576	1	5
MASW5	SH	2.5	35 0	245	61	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW5	SH	8.5	50 0	500	12 5	6	3	-42	- 20 5	0.9 4	0.7 3	1.2 4	620	1	2
MASW5	SH	14.5	60 0	720	18 0	6	3	-104	- 32 7	0.8 0	0.4 1	0.9 9	595	1	3
MASW5	SH	18.5	55 0	605	15 1	6	3	-144	- 40 7	0.7 0	0.3 2	0.9 1	502	1	2
MASW5	SH	22.5	40 0	320	80	6	3	-185	- 48 8	0.6 2	0.2 6	0.8 6	343	0	100 0
MASW5	SH	27.5	50 0	500	12 5	6	3	-237	- 59 0	0.5 3	0.2 1	0.8 1	403	0	100 0
MASW5	SH	35	70 0	980	24 5	6	3	-313	- 74 1	0.4 6	0.1 7	0.7 5	526	1	100 0
MASW6	S11	2.5	35 0	245	61	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW6	S11	7.5	40 0	320	80	6	3	-32	- 18 5	0.9 6	0.8 9	1.3 3	532	1	1
MASW6	S11	11	45 0	405	10 1	6	3	-68	- 25 6	0.8 9	0.5 4	1.1 0	496	1	1
MASW6	S11	13.5	60 0	720	18 0	6	3	-93	- 30 6	0.8 3	0.4 3	1.0 2	610	1	3
MASW6	S11	17.5	55 0	605	15 1	6	3	-134	- 38 7	0.7 3	0.3 4	0.9 3	511	1	2
MASW6	S11	21	65 0	845	21 1	6	3	-170	- 45 8	0.6 5	0.2 8	0.8 8	569	1	3
MASW6	S11	23.5	60 0	720	18 0	6	3	-196	- 50 9	0.6 0	0.2 5	0.8 5	507	1	3
MASW6	S11	32.5	75 0	112 5	28 1	6	3	-288	- 69 1	0.4 8	0.1 8	0.7 7	576	1	5
MASW7	SIG2	2	30 0	180	45	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0
MASW7	SIG2	5.75	40 0	320	80	6	3	-14	- 14 9	0.9 9	1.6 8	1.4 0	560	1	1
MASW7	SIG2	9.75	50 0	500	12 5	6	3	-55	- 23 0	0.9 1	0.6 1	1.1 6	581	1	2
MASW7	SIG2	14.5	40 0	320	80	6	3	-104	- 32 7	0.8 0	0.4 1	0.9 9	396	0	1
MASW7	SIG2	22.5	60 0	720	18 0	6	3	-185	- 48 8	0.6 2	0.2 6	0.8 6	514	1	3
MASW7	SIG2	34	65 0	845	21 1	6	3	-303	- 72 1	0.4 7	0.1 8	0.7 6	493	1	4
MASW8	SIG2	0.5	30 0	180	45	6	3	0	0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0	0	100 0

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	Vs	G0	E'	PROFILO GEOLOGICO	SEZIONE DI CALCOLO	σ'_v	σ_v	r_d	$(CSR)_{M=7.5}$	C_v	V_{s1}	CRR	FL
		[m]	[m/s]	[MPa]	[MPa]			[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
MASW8	SIG2	5.5	500	500	125	6	3	-12	-144	0.99	1.99	1.40	700	1	1
MASW8	SIG2	14	400	320	80	6	3	-98	-316	0.81	0.42	1.00	402	0	1
MASW8	SIG2	20	600	720	180	6	3	-160	-438	0.67	0.29	0.89	534	1	3
MASW8	SIG2	23.5	550	605	151	6	3	-196	-509	0.60	0.25	0.85	465	1	1000
MASW8	SIG2	32.5	700	980	245	6	3	-288	-691	0.48	0.18	0.77	538	1	5

Di seguito si riportano le valutazioni riguardanti il potenziale di liquefazione.

MASW	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	profondità media	F(z)	w(z)	z_{crit}	ΔP_L	P_L
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
MASW9	S13	1	0.00	9.33	15.00	0.00	0.00
MASW9	S13	3.5	0.00	7.67	15.00	0.00	
MASW9	S13	8.5	0.00	4.33	15.00	0.00	
MASW9	S13	24	0.00	-6.00	15.00	0.00	
MASW9	S13	38	0.00	-15.33	15.00	0.00	
MASW10	S13	2.5	0.00	8.33	15.00	0.00	0.14
MASW10	S13	6.25	0.00	5.83	15.00	0.00	
MASW10	S13	10.75	0.05	2.83	15.00	0.14	
MASW10	S13	15.75	0.00	-0.50	15.00	0.00	
MASW10	S13	21.75	0.00	-4.50	15.00	0.00	
MASW10	S13	33	0.00	-12.00	15.00	0.00	

MASW11	S12	10.5	0.06	3.00	15.00	0.17	0.17
MASW11	S12	23.5	0.00	-5.67	15.00	0.00	
MASW11	S12	31	0.00	-10.67	15.00	0.00	
MASW11	S12	38	0.00	-15.33	15.00	0.00	
MASW12	S14	2	0.00	8.67	15.00	0.00	0.00
MASW12	S14	14	0.00	0.67	15.00	0.00	
MASW12	S14	30	0.00	-10.00	15.00	0.00	
MASW12	S14	38	0.00	-15.33	15.00	0.00	
MASW13	S14	2.5	0.00	8.33	15.00	0.00	0.00
MASW13	S14	10	0.00	3.33	15.00	0.00	
MASW13	S14	24.5	0.00	-6.33	15.00	0.00	
MASW13	S14	34.5	0.00	-13.00	15.00	0.00	
MASW13	S14	37.5	0.00	-15.00	15.00	0.00	0.00
MASW14	S14	2.5	0.00	8.86	22.00	0.00	
MASW14	S14	12	0.00	4.55	22.00	0.00	
MASW14	S14	22	0.00	0.00	22.00	0.00	
MASW14	S14	26.5	0.00	-2.05	22.00	0.00	
MASW14	S14	31	0.00	-4.09	22.00	0.00	0.20
MASW14	S14	35	0.00	-5.91	22.00	0.00	
MASW14	S14	38	0.00	-7.27	22.00	0.00	
MASW15	S2-S3-S18	3	0.00	8.50	20.00	0.00	
MASW15	S2-S3-S18	8	0.00	6.00	20.00	0.00	0.00
MASW15	S2-S3-S18	11	0.04	4.50	20.00	0.20	
MASW15	S2-S3-S18	18.5	0.00	0.75	20.00	0.00	
MASW15	S2-S3-S18	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	
MASW16	S1-S17-SIG1	2	0.00	9.00	20.00	0.00	0.00
MASW16	S1-S17-SIG1	16.5	0.00	1.75	20.00	0.00	
MASW16	S1-S17-SIG1	34.5	0.00	-7.25	20.00	0.00	
MASW17	SIG1-S2	1	0.00	9.33	15.00	0.00	
MASW17	SIG1-S2	9.75	0.00	3.50	15.00	0.00	0.00
MASW17	SIG1-S2	21.75	0.00	-4.50	15.00	0.00	
MASW17	SIG1-S2	28.5	0.00	-9.00	15.00	0.00	
MASW17	SIG1-S2	35.5	0.00	-13.67	15.00	0.00	
MASW18	S4	3	0.00	8.50	20.00	0.00	0.00
MASW18	S4	6.5	0.00	6.75	20.00	0.00	
MASW18	S4	13	0.00	3.50	20.00	0.00	
MASW18	S4	20	0.00	0.00	20.00	0.00	
MASW18	S4	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	0.00
MASW19	S5	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	
MASW19	S5	7	0.00	6.50	20.00	0.00	
MASW19	S5	19.5	0.00	0.25	20.00	0.00	

MASW19	S5	31.5	0.00	-5.75	20.00	0.00	0.00
MASW19	S5	34.5	0.00	-7.25	20.00	0.00	
MASW19	S5	38	0.00	-9.00	20.00	0.00	
MASW20	S5	1.5	0.00	9.25	20.00	0.00	0.00
MASW20	S5	10	0.00	5.00	20.00	0.00	
MASW20	S5	20	0.00	0.00	20.00	0.00	
MASW20	S5	22.5	0.00	-1.25	20.00	0.00	
MASW20	S5	26.5	0.00	-3.25	20.00	0.00	
MASW20	S5	35.5	0.00	-7.75	20.00	0.00	0.00
MASW21	S5	1.5	0.00	9.00	15.00	0.00	
MASW21	S5	3.5	0.00	7.67	15.00	0.00	
MASW21	S5	15	0.00	0.00	15.00	0.00	
MASW21	S5	33	0.00	-12.00	15.00	0.00	0.00
MASW22	S5	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	
MASW22	S5	8	0.00	6.00	20.00	0.00	
MASW22	S5	11.5	0.00	4.25	20.00	0.00	
MASW22	S5	14	0.00	3.00	20.00	0.00	
MASW22	S5	18.5	0.00	0.75	20.00	0.00	0.00
MASW22	S5	30.5	0.00	-5.25	20.00	0.00	
MASW23	S6	0.5	0.00	9.75	20.00	0.00	
MASW23	S6	14.25	0.00	2.88	20.00	0.00	
MASW23	S6	19.25	0.00	0.38	20.00	0.00	0.00
MASW23	S6	30.5	0.00	-5.25	20.00	0.00	
MASW24	S6	0.5	0.00	9.75	20.00	0.00	
MASW24	S6	3	0.00	8.50	20.00	0.00	0.00
MASW24	S6	13.5	0.00	3.25	20.00	0.00	
MASW24	S6	24	0.00	-2.00	20.00	0.00	
MASW24	S6	33	0.00	-6.50	20.00	0.00	
MASW25	S6	3	0.00	8.50	20.00	0.00	0.00
MASW25	S6	10.5	0.00	4.75	20.00	0.00	
MASW25	S6	22.5	0.00	-1.25	20.00	0.00	
MASW25	S6	35	0.00	-7.50	20.00	0.00	
MASW26	S6	2	0.00	9.00	20.00	0.00	0.17
MASW26	S6	9.5	0.03	5.25	20.00	0.17	
MASW26	S6	18	0.00	1.00	20.00	0.00	
MASW26	S6	23	0.00	-1.50	20.00	0.00	
MASW26	S6	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	
MASW27	S6	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	0.00
MASW27	S6	7.5	0.00	6.25	20.00	0.00	
MASW27	S6	11	0.00	4.50	20.00	0.00	
MASW27	S6	16	0.00	2.00	20.00	0.00	
MASW27	S6	22.5	0.00	-1.25	20.00	0.00	
MASW27	S6	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	

MASW1	S11-SH	1.5	0.00	9.25	20.00	0.00	0.00
MASW1	S11-SH	5.25	0.00	7.38	20.00	0.00	
MASW1	S11-SH	11.25	0.00	4.38	20.00	0.00	
MASW1	S11-SH	18	0.00	1.00	20.00	0.00	
MASW1	S11-SH	24.5	0.00	-2.25	20.00	0.00	
MASW1	S11-SH	30.5	0.00	-5.25	20.00	0.00	
MASW1	S11-SH	36.5	0.00	-8.25	20.00	0.00	0.00
MASW2	S11-SH	1.5	0.00	9.25	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	5.25	0.00	7.38	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	8.75	0.00	5.63	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	12.5	0.00	3.75	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	17.5	0.00	1.25	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	24	0.00	-2.00	20.00	0.00	
MASW2	S11-SH	29	0.00	-4.50	20.00	0.00	0.00
MASW2	S11-SH	35	0.00	-7.50	20.00	0.00	
MASW3	S11-SH	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	
MASW3	S11-SH	11.25	0.00	4.38	20.00	0.00	
MASW3	S11-SH	21.25	0.00	-0.63	20.00	0.00	
MASW3	S11-SH	27.5	0.00	-3.75	20.00	0.00	
MASW3	S11-SH	35	0.00	-7.50	20.00	0.00	
MASW4	S11-SH	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	0.00
MASW4	S11-SH	7.5	0.00	6.25	20.00	0.00	
MASW4	S11-SH	12.5	0.00	3.75	20.00	0.00	
MASW4	S11-SH	17.5	0.00	1.25	20.00	0.00	
MASW4	S11-SH	13.5	0.00	3.25	20.00	0.00	
MASW4	S11-SH	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	
MASW5	SH	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	0.00
MASW5	SH	8.5	0.00	5.75	20.00	0.00	
MASW5	SH	14.5	0.00	2.75	20.00	0.00	
MASW5	SH	18.5	0.00	0.75	20.00	0.00	
MASW5	SH	22.5	0.00	-1.25	20.00	0.00	
MASW5	SH	27.5	0.00	-3.75	20.00	0.00	
MASW5	SH	35	0.00	-7.50	20.00	0.00	0.33
MASW6	S11	2.5	0.00	8.75	20.00	0.00	
MASW6	S11	7.5	0.05	6.25	20.00	0.33	
MASW6	S11	11	0.00	4.50	20.00	0.00	
MASW6	S11	13.5	0.00	3.25	20.00	0.00	
MASW6	S11	17.5	0.00	1.25	20.00	0.00	
MASW6	S11	21	0.00	-0.50	20.00	0.00	
MASW6	S11	23.5	0.00	-1.75	20.00	0.00	
MASW6	S11	32.5	0.00	-6.25	20.00	0.00	
MASW7	SIG2	2	0.00	8.67	15.00	0.00	0.00
MASW7	SIG2	9.75	0.00	3.50	15.00	0.00	

MASW7	SIG2	14.5	0.00	0.33	15.00	0.00	
MASW7	SIG2	22.5	0.00	-5.00	15.00	0.00	
MASW7	SIG2	34	0.00	-12.67	15.00	0.00	
MASW8	SIG2	0.5	0.00	9.67	15.00	0.00	0.00
MASW8	SIG2	14	0.00	0.67	15.00	0.00	
MASW8	SIG2	20	0.00	-3.33	15.00	0.00	
MASW8	SIG2	23.5	0.00	-5.67	15.00	0.00	
MASW8	SIG2	32.5	0.00	-11.67	15.00	0.00	

Il potenziale di liquefazione valutato è NULLO per le verticali indagate in riferimento alle MASW effettuate nella zona nord della cassa di espansione.

4. CARATTERISTICHE DEI RILEVATI E RELATIVE PRESCRIZIONI

Nel presente capitolo si riportano tutte le prescrizioni e le caratteristiche assunte e minime richieste per quanto riguarda i materiali costituenti i rilevati arginali.

Bisogna precisare inoltre che si dovranno realizzare rilevati sperimentali ai sensi del DPR 1363/1959, al fine di preventivamente accertare che tutte le caratteristiche fisico e meccaniche (caratteristiche di resistenza, deformabilità e permeabilità) dei materiali e dei terreni siano come minimo conformi con quelli previsti in progetto.

4.1. Prove da eseguire sui materiali da rilevato

I materiali che si intendono utilizzare saranno preventivamente sottoposti a prove che attestino la loro ecocompatibilità ai sensi della legislazione vigente. Le caratteristiche e l'idoneità dei materiali ai fini dell'ingegneria geotecnica e strutturale delle opere saranno accertate mediante prove di laboratorio.

A titolo indicativo, e non esaustivo, le prove di laboratorio comprenderanno:

- a) analisi granulometrica completa, comprensiva anche dalla valutazione del contenuto di fine;
- b) determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- c) determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0.4 UNI 2332-1;
- d) prova di compattazione ed esecuzione eventuale di:
 - analisi granulometrica sui materiali impiegati nella prova di compattazione, prima e dopo la prova stessa, limitatamente a quei materiali per i quali è sospetta la presenza di componenti instabili;
 - prova edometrica, limitatamente ai materiali a grana fine prelevati dal campione dopo l'esecuzione della prova e compattati al 95% della densità massima ($\pm 2\%$);
- e) Resistenza alla frammentazione per gli aggregati grossolani ($d \geq 1\text{mm}$; $D \geq 2\text{mm}$). Tale resistenza verrà valutata in accordo con la norma EN 1097-2:1998. Si esclude l'impiego di materiali di categoria LA >40 salvo diversa indicazione fornita dalla Direzione Lavori;
- f) Perdita di massa e resistenza alla frammentazione nel caso di basalti. Tale resistenza verrà valutata in accordo con la norma EN 1097-2:1998. L'incremento del coefficiente LA dovrà risultare inferiore all'8%, salvo diversa indicazione fornita dalla Direzione Lavori;
- g) Peso specifico delle particelle;
- h) Contenuto di solfati solubili agli acidi. Tale contenuto verrà valutato in accordo con la norma EN 1744-1:1998. Tale contenuto dovrà essere inferiore a 0.8%, salvo diversa indicazione fornita dalla Direzione Lavori;
- i) Contenuto di solfuri. Tale contenuto verrà valutato in accordo con la norma EN 1744-1:1998. Tale contenuto dovrà essere inferiore a 1.0%, salvo diversa indicazione fornita dalla Direzione Lavori;
- j) Resistenza a cicli di gelo e disgelo (in zone a clima avverso). Tale Resistenza verrà valutata in accordo con la norma EN 1097-6:2000. Il materiale dovrà rientrare nelle categorie F1 e F2, salvo diversa indicazione fornita dalla Direzione Lavori.

Per la determinazione dell'idoneità del materiale da porre in opera nella porzione rinforzata del rilevato si effettueranno preventivamente le seguenti prove aggiuntive:

- k) Prova Proctor per la determinazione del grado di umidità ottimale - AASHTO mod. T180;
- l) Determinazione del valore della resistività e del pH per ogni campione della stessa provenienza.

Materiali non conformi alle specifiche potranno essere usati solo su autorizzazione scritta del progettista ed approvate dalla DD.LL..

4.1.1. Caratteristiche del piano di posa e della soprastruttura in rilevato

Al fine di garantire la stabilità del rilevato, i moduli di deformazione Md1 ed Md2 al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm dovranno risultare non inferiori a:

70 MPa: nell'intervallo compreso tra $1,5 \div 2,5$ daN/cm² sul piano di posa della soprastruttura in rilevato e in trincea;

30 MPa: nell'intervallo compreso tra $0,5 \div 1,5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1,00 m da quello della soprastruttura;

25 MPa: nell'intervallo compreso tra $0,5 \div 1,5$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2,00 m da quello della soprastruttura.

4.2. Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato

4.2.1. Stesa del materiale

La stesa del materiale dovrà essere eseguita sistematicamente per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature atte ad evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

Durante le fasi di lavoro, e ad opera ultimata, si dovrà garantire il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 2%.

Lo spessore allo stato sciolto di ogni singolo strato di rilevato non dovrà risultare superiore a 30 cm per i rilevati formati con aggregati naturali, riciclati o misti. La stesa avverrà sempre parallelamente al paramento esterno.

4.2.2. Compattazione

Il grado di compattazione sarà $\geq 95\%$ del valore fornito dalla prova AASHTO mod. T 180. La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo ($\pm 1,5\%$ ca.) a quello ottimale determinato mediante la prova AASHTO mod. T 180.

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione. Se inferiore l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme dell'acqua entro l'intero spessore dello strato.

Tipo, caratteristiche e numero dei mezzi di compattazione, e anche le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza), dovranno essere tali da garantire le caratteristiche del rilevato descritte in progetto, all'interno del piano di utilizzo.

In presenza di paramenti flessibili e murature laterali, la compattazione a tergo delle opere dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento e nel contempo il danneggiamento delle opere stesse. Qualora si dovessero manifestare erosioni di sorta sul terreno già steso, si dovrà provvedere al ripristino delle zone danneggiate.

4.2.3. Condizioni climatiche avverse

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione di

rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che permettano la chiusura della superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

4.2.4. Rilevati di prova

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

4.2.5. Prove di controllo

Si necessiterà di un controllo riguardante il rispetto degli spessori degli strati prima della compattazione effettuando misure per ogni strato ed in numero minimo di 1 ogni 1000 m². attraverso misure topografiche prima e dopo la compattazione con una griglia di punti avente una densità non superiore ad un punto/80 m².

Prima che sia messo in opera uno strato successivo, ogni strato di rilevato dovrà essere sottoposto alle prove di controllo per verificare che siano rispettati i requisiti di costipamento minimi richiesti.

La procedura delle prove di seguito specificata deve ritenersi come minima e dovrà essere infittita in ragione della discontinuità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

La serie di prove sui primi 5.000 m² sarà effettuata una volta tanto a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione. In caso contrario la Direzione Lavori potrà prescrivere la ripetizione della serie. Le prove successive devono intendersi riferite a quantitativi appartenenti allo stesso strato di rilevato.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come minima e potrà essere aumentata, in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

La serie di prove sui primi 5000 mc. Potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

Tipo di prova	Rilevati Autostradali				Terre Rinforzate ed Armate		Rilevati precarico Riempimenti banche	
	Corpo del rilevato		Ultimo strato di spess. 30 cm		primi 5000 m³	succe ssivi 5000 m³	primi 5000 m³	successi vi m³
Classificazione UNI 10006	500	10000	500	2500	500	5000	5000	20000
Costipamento AASHTO Mod. CNR	500	10000	500	2500	500	5000	5000	20000
Densità in sito CNR 22 (***)	250	5000	250	1000	250	1000	1000	1000
Carico su piastra CNR 9-70317	*	*	500	1000	1000	5000	-	-
Controllo umidità	**	**	**	**	**	**	**	**
Resistività	*	*	*	*	500	5000	*	*
pH	*	*	*	*	500	5000	*	*
Solfati e cloruri	*	*	*	*	500	5000	*	*
Solfuri	*	*	*	*	500	5000	*	*

* Su prescrizioni della Direzione Lavori;
 ** Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali alle caratteristiche di omogeneità dei materiali portati a rilevato.
 *** Sono ammesse prove di densità in sito con metodo nucleare, purchè esse rispondano alle normative vigenti nell' ambito delle normative di sicurezza sul lavoro e di igiene ambientale.

Figura 101 – Tipologia di prove da effettuare e numero di prove

4.3. Prescrizioni sui materiali da rilevato

I rilevati arginali verranno realizzati con materiali provenienti dagli scavi opportunamente selezionati e miscelati, utilizzando i terreni dell'unità geotecnica UG2A e UG2B.

La maggior parte del materiale proviene da scavi sotto falda o prossimi alla falda con elevati tenori di umidità. Sarà perciò necessario uno stoccaggio provvisorio per far perdere umidità e raggiungere le condizioni ottimali per il costipamento.

In questa fase si possono creare cumuli di materiale UG2A e UG2B separati, poiché la parte coesiva di tali materiali verrà utilizzata per la costruzione del nucleo del rilevato zonato. Si tratta di una procedura utilizzata per la costruzione e il rinforzo di argini lungo il Po e affluenti con materiale provenienti da cave.

4.3.1. Prove eseguite sui materiali destinati alla realizzazione dei rilevati

In tale fase progettuale sono state eseguite alcune prove sui materiali che verranno utilizzati per la realizzazione dei rilevati arginali.

In particolare si tratta di analisi e prove effettuate su 3 campioni estratti alle quote di:

- CR1: estratto tra quote 1.80 e 3.00 m da p.c.;
- CR2: estratto tra quote 4.00 e 5.00 m da p.c.;
- CR3: estratto tra quote 7.00 e 8.00 m da p.c..

In tale caso particolare quindi i tre provini estratti fanno riferimento a terreni attribuibili al materiale che andrà a formare la parte del rilevato granulare (quindi non il nucleo coesivo nella zona centrale del rilevato arginale).

I valori dei parametri valutati tramite prove di taglio si ottiene:

Tabella 204 – Prove di laboratorio eseguite in sede di PE – anno 2019 – su materiale utilizzato per rilevato arginale

Campione	Classificazione terre UNI 11531							Determinazioni geomeccaniche eseguite su campione ricostruito: a partire da materiale vagliato in fraziopne 0/4mm, compattato AASHTO Standard ad umidità prossima all'ottimale								
	Limiti			Granulometria			Gruppo di Classificazione	W	yw	yd	e ₀	P	SR	k	C'	Φ'
	LL	LP	IP	<2	<0,4	<0,063		%	daN/cm ³	daN/cm ³	-	%	%	m/s	daN/cm ²	°
CR1 (1,80-3,00)	-	-	-	34,7	23,1	15,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CR2 (4,00-5,00)	27	16	19	27,2	19,1	13,4	A 2-6 (0)	3,6	2,14	1,89	0,40	28,8	90	3,8x10 ⁻⁸	0,05	32,6
CR3 (7,00-8,00)	39	20	19	37,6	26,8	19,6	A2-6 (0)	8,4	2,03	1,72	0,54	35,0	89	4,5x10 ⁻⁹	0,09	29,8

Da come riportato all'interno della tabella si ha che il valore medio di coesione è pari a 7 kPa con angolo di attrito medio di 31°.

Le distribuzioni granulometriche del materiale in esame vengono qui di seguito riportate.

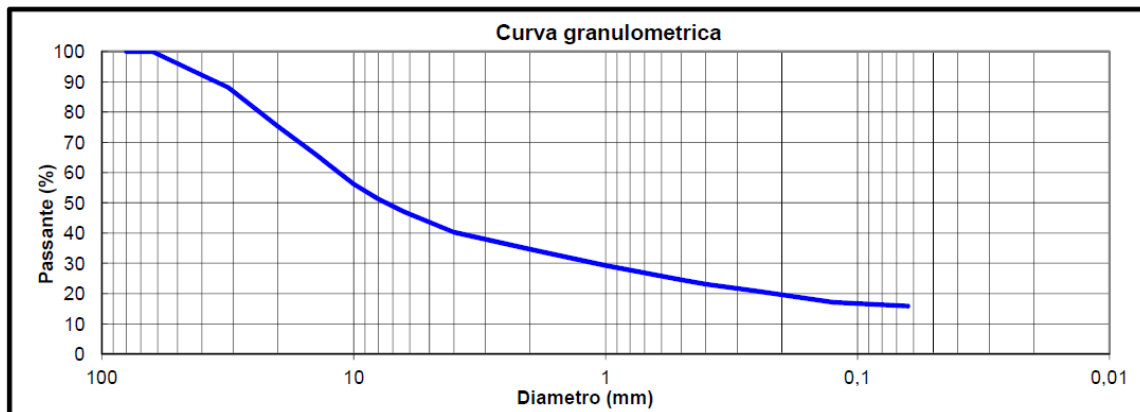


Figura 102 – Distribuzione granulometrica CR1

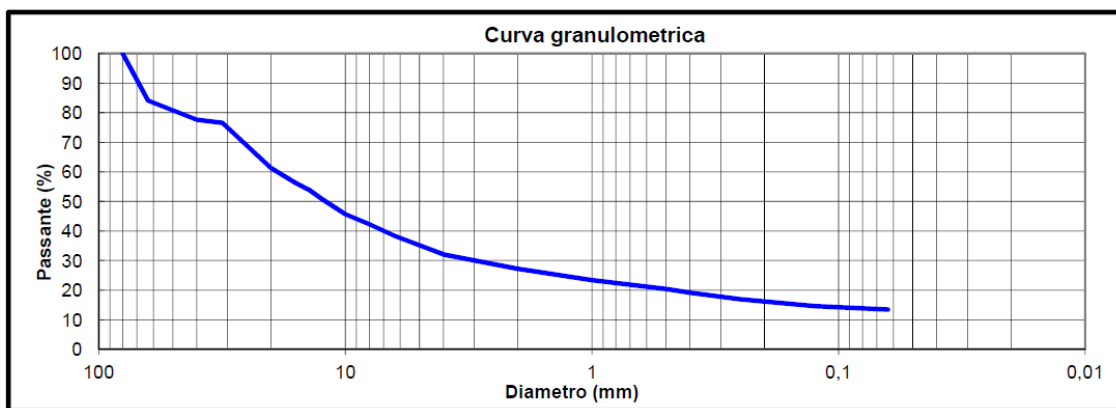


Figura 103 – Distribuzione granulometrica CR2

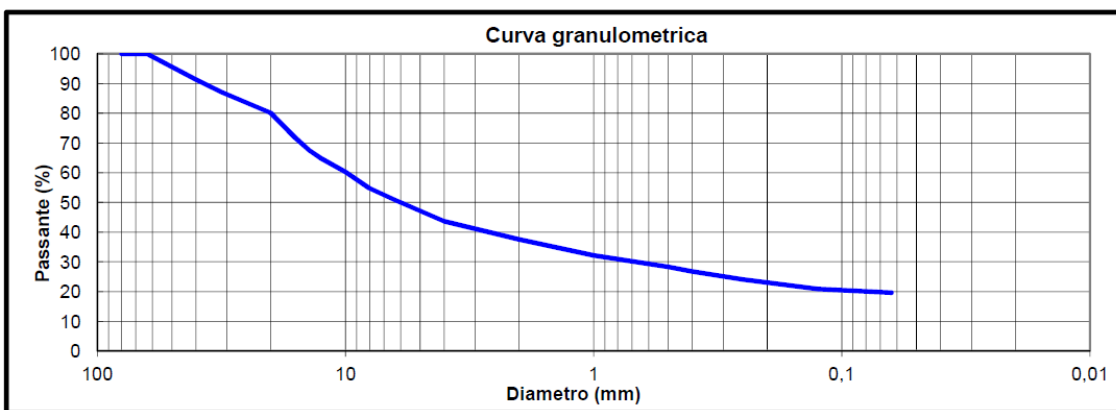


Figura 104 – Distribuzione granulometrica CR3

4.3.2. Distribuzione granulometrica

La distribuzione granulometrica dei materiali da rilevato dovrà essere tale da escludere problematiche legate ai fenomeni di liquefazione, ovvero da normativa dovranno essere costituiti da materiale avente fusi esterni al range espresso nelle immagini seguenti, in base al valore del coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ o $U_c > 3.5$.

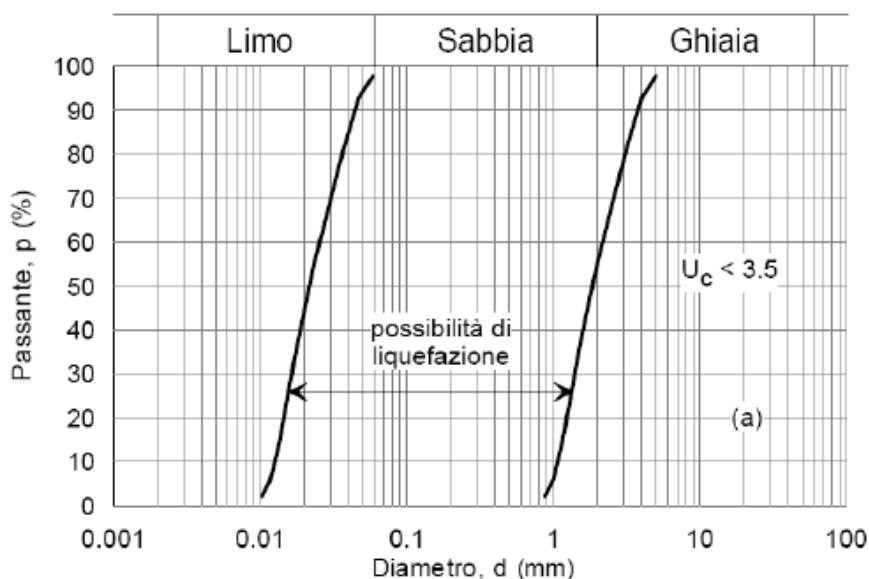


Figura 105 – Limiti dei fusi granulometrici per evitare possibili fenomeni di liquefazione per terreni con $U_c < 3.5$

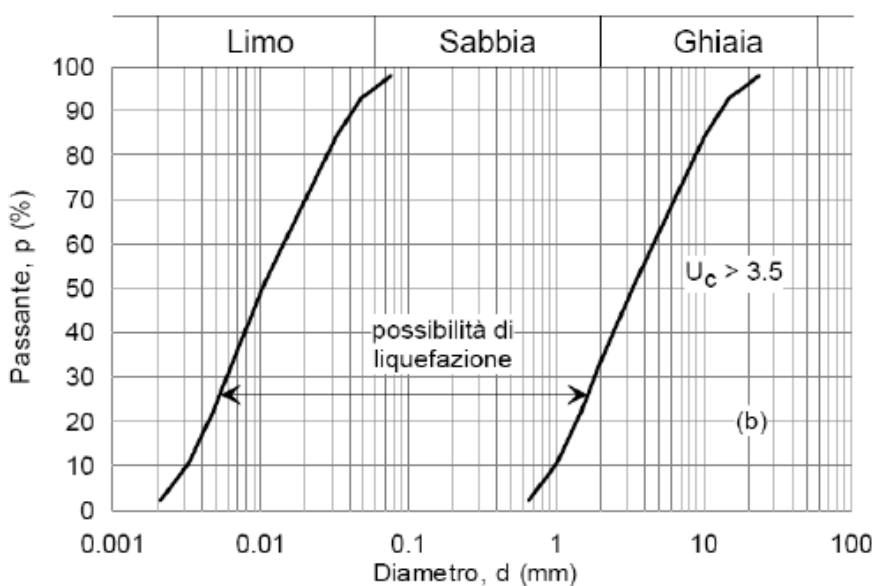


Figura 106 – Limiti dei fusi granulometrici per evitare possibili fenomeni di liquefazione per terreni con $U_c > 3.5$

Da quanto osservato all'interno delle prove di laboratorio sui campioni estratti nel 2019 si può affermare che la distribuzione granulometria rientra nei range in cui non vi è possibilità di liquefazione.

4.3.3. Parametri caratteristici

Per quanto riguarda i parametri caratteristici da assegnare ai materiali per la costruzione del rilevato zonato, si devono considerare, come minimo, i seguenti requisiti:

- nucleo in argilla:

- a) angolo di attrito pari a 26° ;
 - b) coesione efficace pari a 5 kPa;
 - c) modulo elastico ottenuto con prova di carico su piastra maggiore di 25 MPa;
 - d) Il grado di costipamento dovrà essere imposto pari al 95% del peso di volume secco ottenuto dalla prova AASHTO mod. T 180 a contenuto d'acqua $w=w_{opt}\pm 2\%$;
 - e) La permeabilità dovrà essere valutata tramite prova con fustella Proctor in laboratorio e dovrà risultare pari a $1E-8$ m/s.
- materiale grossolano che costituisce la restante parte:
- a) angolo di attrito pari a 35° ;
 - b) coesione efficace di 5 kPa;
 - c) modulo elastico ottenuto con prova di carico su piastra maggiore di 25 MPa;
 - d) Il grado di costipamento dovrà essere imposto pari al 95% del peso di volume secco ottenuto dalla prova AASHTO mod. T 180 a contenuto d'acqua $w=w_{opt}\pm 2\%$.
 - e) La permeabilità dovrà essere valutata tramite prova con fustella Proctor in laboratorio e dovrà risultare pari a $1E-3$ m/s.

Nella stima dei parametri di resistenza al taglio non si è tenuto conto delle condizioni di parziale saturazione dei materiali e dell'effetto della "suzione", che comporta un incremento della coesione "apparente" e una riduzione della permeabilità.

I rilevati arginali dovranno essere realizzati prima dei manufatti in calcestruzzo.

5. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI ARGINALI

Il presente capitolo recepisce quanto riportato nelle "Osservazioni Istruttorie sugli elaborati del P.E. aggiornato a Luglio 2020" documento redatto dalla *Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, Cassa di espansione sul torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839.*

Nelle osservazioni al capitolo "4. ASPETTI GEOTECNICI GENERALI" si dice che:

"Circa la caratterizzazione dei materiali, i Progettisti hanno ritenuto di dover specializzare meglio, nell'ambito dei singoli profili, i parametri geotecnici caratteristici, prendendo a riferimento le indagini più specificatamente ricadenti nelle corrispondenti aree di influenza. A seguito delle Osservazioni istruttorie sugli elaborati del Progetto Esecutivo Febbraio 2020 erano emerse delle incongruenze da giustificare/eliminare; si segnalava infatti che: "Nella sezione 2 (profilo 1) e nella sezione 1 (profilo 2) sono riportati valori di angolo di attrito che non trovano riscontro dalle prove di laboratorio ($\varphi' = 41^\circ$).

I progettisti in proposito hanno dichiarato che trattasi di un refuso e quindi aggiornato i valori delle caratteristiche meccaniche assegnati al terreno appartenente all'unità UG2B (coesione efficace pari a 5 kPa; angolo di attrito efficace $j' = 25^\circ$).

Si prende atto della conferma che trattasi di un refuso, ma si rileva che lo stesso non risulta ancora del tutto eliminato in quanto si ritrova in successive parti della relazione."

Le parti a cui si fa riferimento e quindi le relative tabelle non sono affette da refusi ma sono delle caratteristiche peculiari delle sezioni in esame. Infatti i parametri per l'unità geotecnica UG2B presentati all'interno del capitolo 5.1.4 in riferimento al Profilo 2 (Sezione 1) trovano riscontro nella caratterizzazione geotecnica della zona in esame.

Analogamente al capitolo 5.1.5, in riferimento al Profilo 1 (Sezione 2) i parametri trovano riscontro nella caratterizzazione geotecnica della zona in esame.

Inoltre si osserva che:

"Parimenti per l'unità 2B, nel profilo 4 e 7, veniva espresso che per profondità maggiori di circa 15 m "si hanno strati deboli con coesione nulla". Per il profilo 8 veniva anche indicato che "il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio dei parametri generali ad una profondità di circa 20 m" e per il profilo 9 veniva parimenti indicato che "sono presenti livelli di debolezza a 20-25 m da p.c. con valori di coesione nulla". Tali affermazioni non trovavano riscontro nella caratterizzazione adottata per tutti i manufatti, che è invece pari a quella generale. Di tali affermazioni si chiedeva adeguato riscontro.

Nella documentazione del luglio 2020 i Progettisti, affermano che le predette considerazioni si riferiscono a valori "puntuali" e quindi tali da non poter essere estese all'intero volume di terreno interessato. Ad ogni modo affermano che "sarà dato il riscontro richiesto".

Si prende atto di dette considerazioni, pur condivisibili, ma si rileva che nelle singole relazioni non viene fornito il riscontro richiesto;"

Per il recepimento di tale osservazione si è dunque specificato all'interno del capitolo di caratterizzazione geotecnica ai capitoli 2.4.4.7, 2.4.7.7, 2.4.8.7 e 2.4.9.7 (afferenti ai profili 4,7,8 e 9) che "tali valori di coesione nulla sono da intendersi come puntuali e quindi tali da non poter essere estesi all'intero volume di terreno".

"per converso, nella relazione di stabilità degli argini ricadenti nelle zone interessate dai profili sopra richiamati, ai terreni appartenenti all'unità UG2B viene assegnato un valore di coesione pari al doppio ($c' = 10$ kPa) tranne per la sola verifica della sezione dello scavo lato Sud, dove al medesimo terreno viene assegnata una coesione pari a 5 kPa. Si conferma quindi la necessità di un coordinamento progettuale degli atti."

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per tutti i profili geotecnici riportati dal capitolo 2.4.1 al capitolo 2.4.9. Infatti, i valori di coesione (5KPa o 10 kPa a seconda dei casi) sono di volta in volta specializzati a seconda delle zone indagate e coerentemente adottati nelle verifiche delle singole zone. Nella caratterizzazione generale si è infatti specificato il range 5-10KPa per il parametro in esame.

Si osserva anche che:

La relazione di aggiornamento procede (come la precedente revisione) a calcolare gli spostamenti massimi permanenti in condizioni sismiche (SLC) tramite la correlazione empirica di Ambraseys e Menu (1988). Da tali calcoli si giunge a valori diversi rispetto a quelli in precedenza stimati, sia pure in misura molto contenuta.

Delle motivazioni di dette (modeste) variazioni non viene fatto cenno (cfr. seguenti tabelle). Se ne richiede pertanto giustificazione.

SEZIONE	CONDIZIONE	Spostamento massimo (cm)
1	SISMA SX - UP	4.53
2	SISMA SX - UP	4.53
3	SISMA SX - UP	7.59
4	SISMA SX - UP	6.18
5	SISMA DX - UP	5.03
6	SISMA DX - UP	4.53
7	SISMA SX - UP	5.57
LATO SUD	SISMA DX - UP	7.59

Revisione 1

SEZIONE	CONDIZIONE	Spostamento massimo (cm)
1	SISMA SX - UP	5.92
2	SISMA SX - UP	5.92
3	SISMA SX - UP	8.39
4	SISMA SX - UP	7.29
5	SISMA DX - UP	6.35
6	SISMA DX - UP	5.92
7	SISMA SX - UP	6.80
LATO SUD	SISMA DX - UP	8.39

Revisione 2

Rispetto alla Relazione di Progetto Esecutivo di Febbraio 2020, per l'aggiornamento della Relazione a Luglio 2020 si è utilizzata, anziché l'interpolazione grafica, la seguente formula (a seguito delle osservazioni del validatore che sono state recepite):

$$\log \delta = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right]$$

Questa assunzione porta a valori di spostamento permanente leggermente superiori, quindi a favore di sicurezza (vedasi capitolo 3.4).

Analogamente nella relazione di aggiornamento (luglio 2020) vengono modificati i risultati delle verifiche di stabilità globale delle sezioni tipo 1 e 2, come di seguito indicato. Pure in questo caso non vengono addotte motivazioni.

Sezione 1 - Verifica di stabilità globale in condizioni statiche:

Revisione 1: FS=2,33 Revisione 2 FS=1,92 Sezione 1 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1,49
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1,55
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1,25
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso alto	1,25

Revisione 1

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1,13
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1,18
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1,20
Sezione 1	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso alto	1,20

Revisione 2

Sezione 2 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso+ Sisma verticale verso alto	1,23
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1,26
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1,27
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1,32

Revisione 1

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso+ Sisma verticale verso alto	1,22
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto	1,14
Sezione 2	Sisma orizzontale verso invaso + Sisma verticale verso basso	1,27
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso basso	1,14

Revisione 2

Anche per dette variazioni dovrà essere fornita una giustificazione.

Rispetto ai risultati mostrati nella Relazione di P.E. a Febbraio 2020, all'interno della Relazione di P.E. di Luglio 2020 i valori dei fattori di sicurezza sono variati, questo perché vi era un refuso nell'utilizzo dei parametri di resistenza in termini di coesione e angolo di attrito per l'UG2B, sia nelle tabelle presentate in relazione (Tabelle in corrispondenza dei capitoli 5.1.4 e 5.1.5), sia all'interno del modello numerico. Tale aggiornamento non ha comunque portato ad una modifica sostanziale dei risultati.

Nel merito dei contenuti dei risultati delle verifiche condotte nella relazione di aggiornamento (luglio 2020) si giunge, in sintesi, ai seguenti risultati, espressi in coefficienti di sicurezza minimi nei confronti della stabilità:

Sezione tipo	Condizioni statiche	Cerchio interessante il paramento di:	Condizioni sismiche	Cerchio interessante il paramento di:	Note
1	1,92	valle	1,13	Valle, con sisma orizz. verso valle e verticale verso l'alto	a)
2	1,4	valle	1,14	Valle, con sisma orizz. verso valle e verticale verso l'alto	b)
3	1,35	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
4	1,5	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
5	1,64	valle	1,24	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
6	1,72	valle	1,20	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	
7	1,69	valle	1,13	Monte, con sisma verso invaso e verticale verso l'alto	

Note:

a) nella tabella di pag.36 viene riportato un FS minimo di 1,2 per il paramento di monte sia con sisma verticale verso il basso che con sisma verticale verso l'alto e di ciò se ne chiede la conferma;

Il valore di F.S. in condizioni sismiche con componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto era riportato in modo errato nella relazione di P.E. di Luglio 2020 (così come la figura corrispondente), pertanto è stato modificato con il valore corretto (capitolo 5.4.1.2).

b) nella tabella di pag.41 viene riportato il valore di 1,14 per il paramento di valle sia con sisma verticale verso il basso che con sisma verticale verso l'alto e di ciò se ne chiede la conferma.

Per dare evidenza che si tratta di due valori effettivamente leggermente diversi è stata aggiunta una cifra decimale al valore di F.S. (capitolo 5.4.2.2).

Al riguardo si rileva che tutte le verifiche di stabilità calcolate in condizioni sismiche per valutare il valore di α_c critico (metodo di Ambraseys) coinvolgono il paramento di monte con sisma verso l'invaso e verticale verso l'alto, contrariamente ai cerchi ritenuti critici per le sezioni 1 e 2 che invece coinvolgono il paramento di valle. Di tale diverse risultanze occorre fornire riscontro/verifica, anche per comprendere la coerenza dei risultati degli spostamenti massimi esposti nelle tabelle in precedenza richiamate.

Si sono integrate le analisi come richiesto conducendo i relativi calcoli congruentemente con l'esito di quelle pseudostatiche precedentemente eseguite: pertanto le analisi delle sezioni in esame sono state eseguite nuovamente considerando come situazione più gravosa quella in cui la componente orizzontale è verso valle (vuoto). Rettifica riportata nei capitoli 5.5.1 e 5.5.2.

Per la sezione 7 viene anche eseguita una verifica con il metodo di Newmark per valutare gli spostamenti permanenti in condizioni sismiche, assumendo 5 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili rispetto ad uno spettro che deriva direttamente dallo studio sismotettonico eseguito.

I risultati sono esposti di seguito in forma tabellare.

Accelerog.	lato valle				lato monte			
	spostamento (cm)	H (cm)	V (cm)	Fs	spostamento (cm)	H (cm)	V (cm)	Fs
1	6	5	2	4,2	5	4	1	5
2	13	11	5	2,9	11	9	6	3,5
3	11	10	3	5	20	19	8	3,8
4	1	1	0,5	5	2	2	1	2,9
5	18	15	10	2,2	21	16	14	4,3

Da tale tabella il progettista ricava un valore medio degli spostamenti verticali di circa 5 cm, associabile al valore di cedimento sismico del rilevato arginale.

Al riguardo non si ritiene condivisibile assumere il valore medio dei cedimenti quale valore di riferimento; ad ogni modo si rileva che i cedimenti massimi calcolati risultano dell'ordine di 20 cm che possono ritenersi ancora accettabili per i rilevati esaminati, specie se associati a valori dei coefficienti di sicurezza molto elevati, quali quelli esposti.

Con la presente revisione per quanto riguarda il valore dello spostamento, per ogni sezione, è stato considerato come richiesto non più il valore medio bensì il valore massimo tra quelli derivanti dai 5 accelerogrammi adottati (vedasi capitolo 5.6.6). Di conseguenza è stato aggiornato poi il calcolo del franco netto e quindi il valore della "monta" da assegnare ai rilevati alla fine della fase costruttiva.

In proposito si segnala tuttavia che il valore del fattore di sicurezza minimo (2,2) investe, per la sezione considerata (n.5), il paramento di valle mentre dalla tabella precedente risulterebbe essere il paramento di monte in condizioni più critiche. Di tali aspetti dovrà essere fornito riscontro.

Bisogna specificare due aspetti che verranno comunque esplicitati nella relazione.

Il primo riguarda il fatto che gli FS a cui si fa riferimento nella tabella richiamata sono quelli corrispondenti ai cerchi critici caratterizzati dalle maggiori deformazioni e non quelli relativi ai cerchi più critici. Infatti lo scopo principale di queste analisi condotte con Quake è la determinazione degli spostamenti (in particolare della componente verticale) della cresta dei rilevati in condizioni sismiche ai fini della verifica del franco netto; le verifiche di stabilità invece sono già state condotte in precedenza con i metodi pseudostatici (SLOPE e PLAXIS). Gli FS di Quake riportati quindi nella tabella menzionata non corrispondono necessariamente ai valori minimi e quindi ai cerchi maggiormente critici, che tra l'altro possono anche non interessare la cresta del rilevato, ma si riferiscono ai cerchi che sono caratterizzati dalle deformazioni maggiori in testa, pertanto non possono essere direttamente confrontati con quelli che si desumono dalle analisi pseudostatiche.

Il secondo aspetto riguarda sempre quest'ultimo argomento: a nostro avviso il confronto fra i cerchi critici dei due programmi non può che essere qualitativo; al proposito si sono inserite in allegato delle tabelle di confronto fra l'esito delle analisi Quake e le analisi pseudostatiche (SLOPE) di tutti i rilevati indicanti gli FS e i relativi cerchi critici. Le geometrie, la posizione ed i valori degli Fs associati ai relativi cerchi generalmente non coincidono esattamente (fra Quake e SLOPE) in quanto, come è noto, i rispettivi programmi utilizzano metodi di calcolo del tutto differenti. Il primo utilizza il Metodo all'Equilibrio limite con analisi sismica pseudostatica e fa riferimento all'accelerazione dello Spettro di riferimento; il secondo invece prevede una analisi numerica dinamica che ha come dato di input la history completa di accelerogrammi spettrocompatibili che approssimano soltanto lo spettro di riferimento. Tale dato di input caratterizzato da un contenuto in frequenza variabile e da valori variabili nel tempo, influenza passo passo lo stato di sforzo e le pressioni interstiziali nonché le deformazioni plastiche accumulate nel corpo del rilevato, circostanza che non si verifica nelle analisi pseudostatiche. Tale circostanza può generare una localizzazione ed un valore dei coefficienti di sicurezza dei cerchi critici non necessariamente coincidenti con quelli dell'analisi pseudostatica, con quest'ultima che fornisce generalmente dei valori di FS minori.

Appare necessario eseguire analoghe verifiche anche per altre sezioni differenti dalla n. 7.

Si sono svolte le verifiche con il metodo di Newmark per tutte le 7 sezioni di calcolo che presentano rilevati arginali.

La relazione di aggiornamento espone, per confronto, i risultati delle verifiche di stabilità eseguite per la sezione 7 con il codice di calcolo SLOPE. Con tale riscontro risulterebbe che con le elaborazioni eseguite con il codice di calcolo Plaxis si giunge a valori dei fattori di sicurezza paragonabili (leggermente inferiori e quindi a favore di sicurezza) rispetto a quelli ottenuti con il codice Slope.

Nel prendere positivamente atto di tali risultanze, si chiede che dette verifiche di confronto vengano estese anche alle altre sezioni, ampliando l'area dei centri degli ipotetici cerchi di scorrimento.

Le verifiche SLOPE sono state estese a tutte le sezioni di calcolo, ampliando l'area degli ipotetici cerchi di scorrimento (vedasi capitolo 5.4)

Per quanto riguarda i manufatti arginali per il calcolo del franco netto vengono individuate le quote parti di cedimenti che si svilupperanno a lungo termine unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0,5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato (15 m).

In proposito si rileva che con il citato metodo di Newmark vengono stimati cedimenti massimi, in condizioni sismiche, circa doppi rispetto a quelli stimati empiricamente con la percentuale minima indicata dalle NTD e pertanto di tali grandezze si dovrà tenere conto nel determinare la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva.

In tale revisione progettuale si sono considerati i valori massimi di deformazione verticale ricavati con il metodo di Newmark, si è valutata quindi la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva. Tale valutazione è stata riportata anche all'interno del capitolo 7.

Il presente capitolo si articola nello specifico nei seguenti argomenti:

- INQUADRAMENTO GEOTECNICO
- INQUADRAMENTO NORMATIVO
- SEZIONI DI CALCOLO
- VERIFICHE DI STABILITA': ANALISI NUMERICHE ED ALL'EQUILIBRIO LIMITE
- VALUTAZIONE SPOSTAMENTI PERMANENTI
- ANALISI DINAMICHE SEMPLIFICATE
- SUSCETTIBILITA' ALLA DEGRADAZIONE CICLICA
- ACCETTABILITA' DEI RISULTATI SECONDO NTC2008

Il presente capitolo riporta le analisi di stabilità dei rilevati arginali sia in condizioni statiche che dinamiche, inoltre è stata investigata la condizione di rapido svasso per la sezione di analisi più gravosa. Sono stati determinati gli eventuali spostamenti permanenti in presenza di sisma. L'elaborato include inoltre la valutazione della suscettibilità alla degradazione ciclica dei terreni interessati dalla realizzazione della cassa di espansione del Torrente Baganza.

5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per quanto riguarda il dettaglio approfondito dell'inquadramento geotecnico si rimanda al capitolo 2 della presente relazione e alla documentazione dedicata di progetto esecutivo rappresentata nello specifico dagli elaborati grafici.

5.1.1. Stratigrafie di riferimento

Le stratigrafie di riferimento inerenti alle sezioni esaminate da 1 a 7 sono le medesime riportate all'interno del capitolo 2 della presente relazione. Queste vengono riportate nel paragrafo seguente con i parametri di calcolo implementati all'interno delle analisi numeriche.

5.1.2. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici dei terreni sono i medesimi di quelli utilizzati per le analisi dei cedimenti dei rilevati arginali, le cui verifiche sono presentate all'interno del capitolo 7 della presente relazione.

Si riportano quindi nel seguito i valori considerati per ogni modello numerico dei parametri geotecnici caratteristici suddivisi per sezione di calcolo e stratigrafia.

5.1.3. Ubicazione sezioni di calcolo

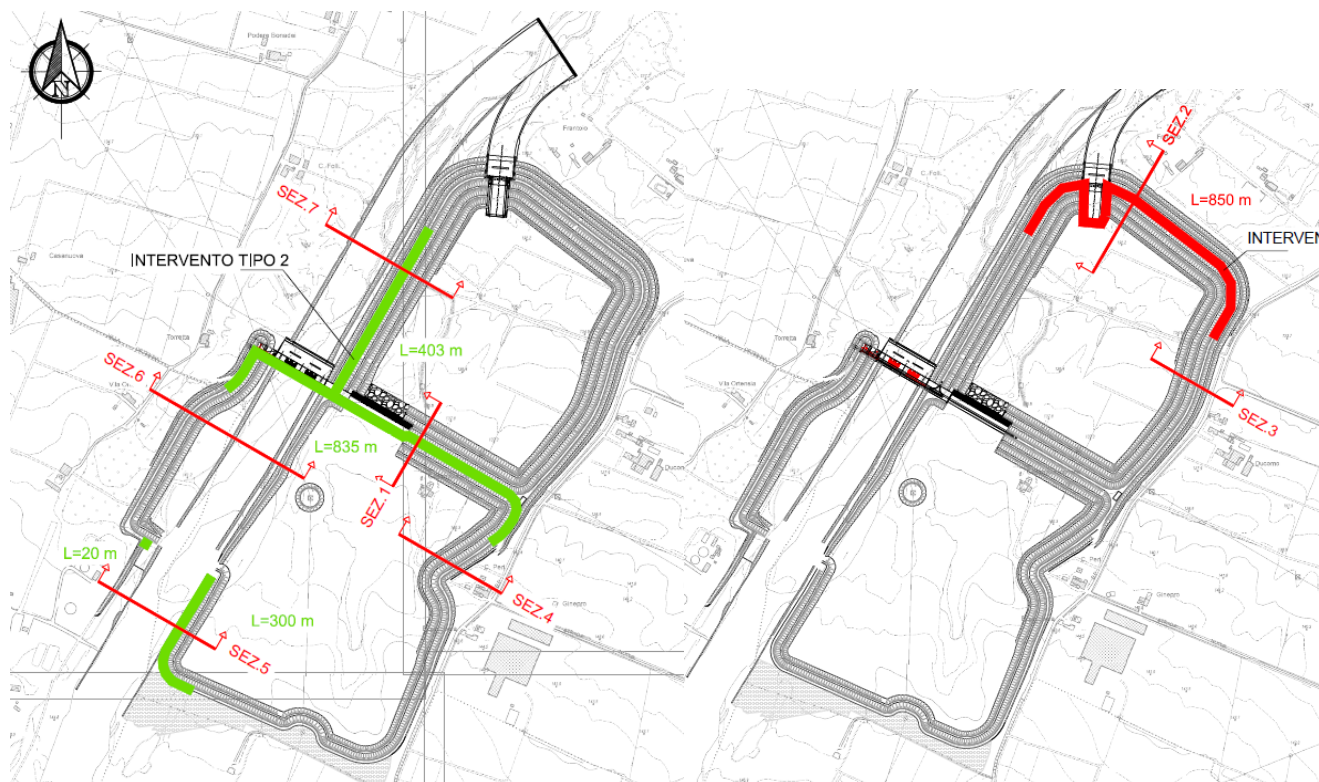


Figura 107 – Sezioni di calcolo e tratti in jet-grouting

5.1.4. Sezione 1

Tabella 205 – Modello geotecnico Sezione 1

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0	6,0	UG1A	0	38	70	1x10-3	20
6,0	8,0	UG2A	0	36	50	5x10-5	20
8,0	9,0	UG2B	5	25	80	1x10-7	19
9,0	17,5	UG2A	0	36	65	5x10-5	20
17,5	27,0	UG2B	5	25	80	1x10-7	19
27,0	40,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20

All'interno del presente elaborato, aggiornato al Progetto Esecutivo Febbraio 2020 i valori di angolo di attrito e di coesione erano errati, sia sulla relazione che all'interno della modellazione numerica. I parametri di calcolo presentati nella tabella precedente in riferimento alla Sezione 1 trovano riscontro sia nella caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B, sia nella caratterizzazione geotecnica zonizzata.

5.1.5. Sezione 2

Tabella 206 – Modello geotecnico Sezione 2

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	1x10-3	20
5,5	8,0	UG2A	0	36	50	5x10-5	20
8,0	9,5	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
9,5	19,5	UG2A	0	36	65	5x10-5	20
19,5	24,0	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
24,0	29,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20
29,0	36,5	UG2B	41	17	80	1x10-7	19
36,5	41,5	UG2A	0	36	95	5x10-5	20

All'interno del presente elaborato, aggiornato al Progetto Esecutivo Febbraio 2020 i valori di angolo di attrito e di coesione erano errati, infatti i loro valori erano stati erroneamente invertiti, sia sulla relazione che all'interno della modellazione numerica. I parametri di calcolo presentati nella tabella precedente in riferimento alla Sezione 2 trovano riscontro nella caratterizzazione geotecnica zonizzata in corrispondenza del Profilo 1, si discosta pertanto dalla caratterizzazione geotecnica generale per l'unità geotecnica UG2B.

5.1.6. Sezione 3

Tabella 207 – Modello geotecnico Sezione 3

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	1,5	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
1,5	9,5	UG2A	0	36	50	5x10-5	20
9,5	11,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
11,0	21,0	UG2A	0	36	65	5x10-5	20
21,0	23,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
23,0	39,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al massimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.7. Sezione 4

Tabella 208 – Modello geotecnico Sezione 4

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	6,0	UG2A	0	36	55	5x10-5	20
6,0	7,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
7,0	18,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20
18,0	30,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
30,0	35,5	UG2A	0	36	90	5x10-5	20
35,5	47,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
47,0	50,0	UG2A	0	36	90	5x10-5	20

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al massimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.8. Sezione 5

Tabella 209 – Modello geotecnico Sezione 5

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	2,5	UG1A	0	38	70	1x10-3	20
2,5	10,5	UG2A	0	36	60	5x10-5	20
10,5	21,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
21,0	40,0	UG2A	0	36	80	5x10-5	20

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al massimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.9. Sezione 6

Tabella 210 – Modello geotecnico Sezione 6

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	1x10-3	20
5,5	8,0	UG2B	10	25	80	1x10-7	19
8,0	18,5	UG2A	0	36	60	5x10-5	20

18,5	29,5	UG2B	10	25	80	1x10 ⁻⁷	19
29,5	40,0	UG2A	0	36	95	5x10 ⁻⁵	20

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al massimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.10. Sezione 7

Tabella 211 – Modello geotecnico per Sezione 7

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	1x10 ⁻³	20
5,5	8,0	UG2A	0	36	50	5x10 ⁻⁵	20
8,0	9,5	UG2B	10	25	80	1x10 ⁻⁷	19
9,5	19,5	UG2A	0	36	60	5x10 ⁻⁵	20
19,5	37,0	UG2B	10	25	80	1x10 ⁻⁷	19
37,0	45,0	UG2A	0	36	90	5x10 ⁻⁵	20

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al massimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.11. Sezione Scavo Lato Sud

Tabella 212 – Modello geotecnico per Sezione Lato Sud

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	γ [kN/m ³]
0,0	5,5	UG1A	0	38	20
5,5	13,5	UG2A	0	36	20
13,5	24,5	UG2B	5	25	19
24,5	30,5	UG2A	0	36	20
30,5	45	UG2B	5	25	19

I parametri di calcolo per l'unità geotecnica UG2B sono coerenti con quanto ricavato dalla caratterizzazione geotecnica specifica per il profilo in esame, il valore di angolo di attrito risulta essere coerente anche con la caratterizzazione geotecnica generale, il valore di coesione corrisponde al minimo del range di caratterizzazione geotecnica generale.

5.1.12. Parametri caratteristici dei materiali da rilevato

Si riportano nel seguito i parametri dei terreni che compongono il rilevato, utilizzati all'interno delle analisi di stabilità.

Tabella 213 – Parametri geotecnici materiali da rilevato

Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
NUCLEO	5	26	30	1x10-8	19
A1-A2	5	35	25	1x10-3	20

5.1.13. Parametri caratteristici del jet-grouting

Si riportano nel seguito i parametri del trattamento in jet grouting che compone i taglioni idraulici, utilizzati all'interno delle analisi di stabilità.

Tabella 214 – Parametri geotecnici jet grouting

Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
Diaframma in jet-grouting	50	35	100	1x10-8	24

5.2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Le verifiche di stabilità dei rilevati presentate all'interno del documento saranno di due tipologie, si valuterà lo spostamento permanente subito dai rilevati in condizioni sismiche (SLC) secondo il metodo di Newmark semplificato, e la stabilità globale dei pendii dei rilevati arginali secondo NTC2008 e NTD2014. È stato eseguito anche un calcolo di confronto applicando la normativa NTC2018.

Al fine di valutare il possibile **spostamento permanente subito dai rilevati arginali** durante il sisma di progetto (considerato il valore di a_{max} allo stato limite del collasso) in condizioni di massimo invaso si è utilizzato il metodo di Newmark semplificato, secondo la correlazione di Ambraseys e Menu (1988).

Il metodo di Newmark semplificato utilizzato nel presente lavoro lega il valore di spostamento massimo atteso del rilevato con il rapporto tra accelerazione critica e accelerazione massima attesa in situ. Il valore di accelerazione critica (a_c) viene valutato come accelerazione che fornisce un fattore di stabilità del pendio pari all'unità (F.S.=1.00) con parametri di resistenza dei terreni ridotti secondo NTC2008 con coefficienti M2.

Stimato quindi il rapporto tra a_c ed a_{max} , si introduce tale valore all'interno del grafico in figura esposto successivamente e si stima, utilizzando a favore di sicurezza la correlazione di Ambraseys e Menu (1988), il valore di spostamento del rilevato arginale atteso.

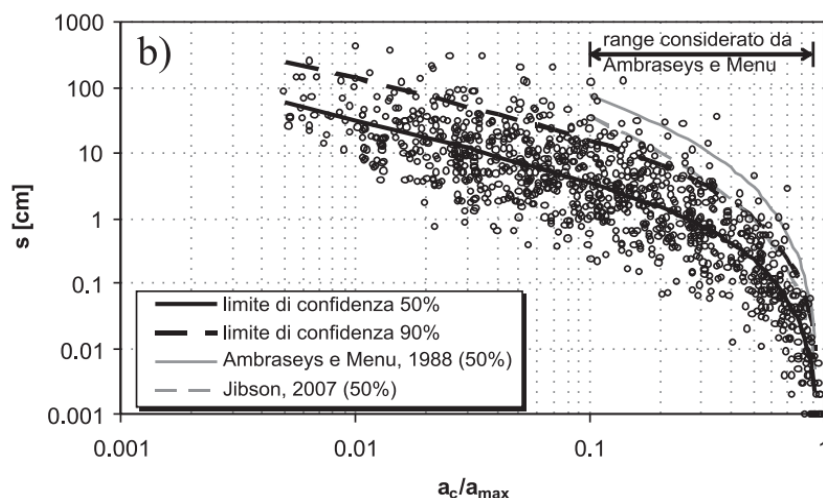


Figura 108 – Correlazione tra a_c/a_{max} e spostamento permanente (cm) di Ambraseys e Menu, 1988.

Le **verifiche di stabilità dei pendii** dei rilevati arginali sono state condotte per le sezioni tipo citate in precedenza e per lo scavo lato sud per le seguenti condizioni:

- Massimo invaso (quote +145.7 m.s.l.m. comparto 1 e +143.7 m.s.l.m. comparto 2), e falda a valle uguale al piano campagna;
- Verifiche in condizioni sismiche sia in concomitanza con la condizione di massimo invaso sia con quelle in assenza di acqua nelle vasche.
- Per la sezione con F.S. minimo nelle condizioni valutate nel primo punto si effettua una verifica di stabilità che simula la condizione di “rapido svasso”, ovvero si impone il livello di falda alla quota del piano campagna lungo le sponde arginali del rilevato.

La verifica confronta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d , svolta come previsto dalle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 14 Gennaio 2008, secondo l'approccio 1 con la combinazione 2 “A2+M2+R2”, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabella 6.2.I, 6.2.II delle NTC, di seguito riportati per completezza. Si è fatto riferimento ad un coefficiente di riduzione per le resistenze γ_R pari a 1.25.

Si specifica come tale modo di procedere per le analisi sismiche sia molto gravoso, poiché si considera sia l'effetto del sisma in condizioni SLC, sia la presenza del livello di falda in corrispondenza del massimo invaso, sia l'abbattimento dei parametri di resistenza dei terreni, quest'ultima assunzione non trova riscontro nelle norme NTC2018, nelle quali però il coefficiente di sicurezza minimo richiesto è 1.20 (γ_{R1}).

Sempre secondo NTC2008, al paragrafo 6.8.2, viene riportato il coefficiente parziale (R2) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo deve essere posto pari a 1.10 in condizioni SLU.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 109 – Tabella 6.2.I delle NTC 2008

Per quanto riguarda invece le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) per la Normativa NTD2014 si rimanda al capitolo E.5.1. che afferma come l'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC2008. In particolare nelle verifiche, si deve porre $\gamma_R = 1.10$ nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svasso rapido, e $\gamma_R = 1.20$ nelle condizioni di serbatoio pieno.

Le verifiche di stabilità globale del rilevato (Sez da 1 a 7) sono state effettuate con analisi numeriche con il codice di calcolo PLAXIS 2D che utilizza la procedura di "c- ϕ reduction", al fine di calcolare il minimo fattore di sicurezza riguardo la stabilità dei rilevati arginali in esame.

Tale procedura valuta il fattore di stabilità partendo dai parametri del terreno ridotti con i fattori M2 riportati in precedenza.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, il programma di calcolo utilizza un approccio pseudostatico, che nel caso di PLAXIS consiste nell'applicazione ad ogni elemento di mesh all'interno del dominio una forza di inerzia di verso opposto a quello dell'accelerazione imposta e di modulo pari a prodotto tra il peso del singolo elemento di terreno e il valore di a_n . Tale reazione inerziale all'accelerazione pseudostatica imposta è applicata nei nodi e negli stress point di ogni singolo elemento. Mentre nel caso di SLOPE si considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. "Norme tecniche per le costruzioni" Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 e all'interno della Relazione sismotettonica inerente il progetto in esame, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm k_h / 3$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.31

Tabella 215 – Coefficiente β_s

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.		
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per le sezioni oggetto di studio si utilizzerà quindi la condizione di SLC, tale per cui si ottiene una accelerazione massima per terreno di categoria B pari a 0.361 g, che quindi porta alla stima di coefficienti pseudostatici verticali ed orizzontali pari a:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0.31 \times 0.361 = 0.112$$

$$k_v = \pm k_h \cdot 2/3 = 0.075$$

5.3. SEZIONI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riporta la descrizione delle sezioni di calcolo esaminate e le fasi di calcolo effettuate.

5.3.1. Sezione 1

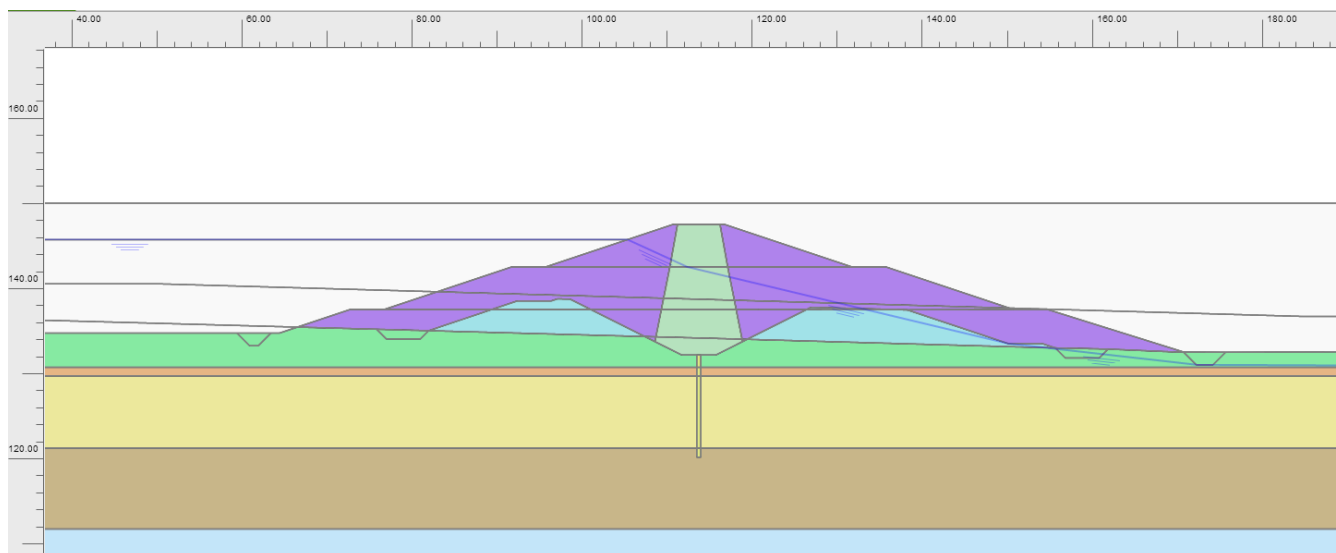


Figura 110 – Sezione di calcolo 1

5.3.1.1. Fasi di calcolo – Sezione 1

- 1) Geostatico;

- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Esecuzione del taglione idraulico in jet-grouting;
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato;
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato;
- 7) Livello di invaso a quota +145.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;
- 8) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);
- 15) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 16) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 15);

5.3.2. Sezione 2

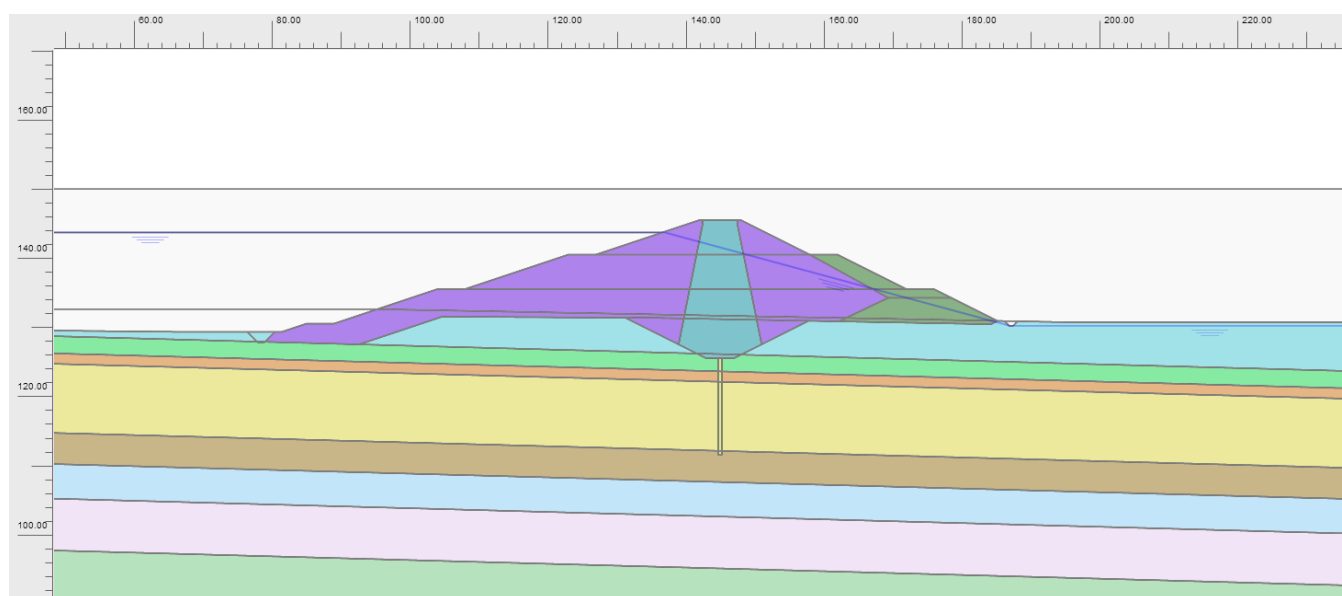


Figura 111 – Sezione di calcolo 2

5.3.2.1. Fasi di calcolo – Sezione 2

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;

- 4) Esecuzione del taglione in jet-grouting, e costruzione del primo livello del rilevato;
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato;
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato;
- 7) Livello di invaso a quota +143.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;
- 8) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);
- 15) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 16) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 15);

5.3.3. Sezione 3

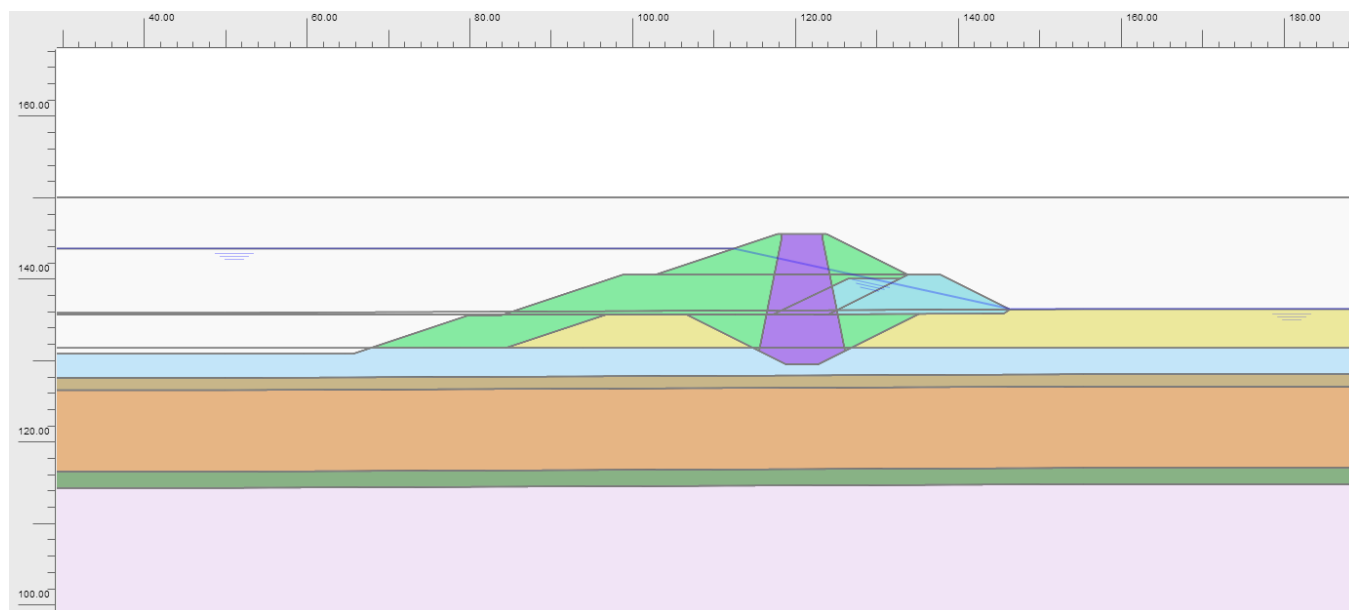


Figura 112 – Sezione di calcolo 3

5.3.3.1. Fasi di calcolo – Sezione 3

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del primo livello del rilevato;

- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato;
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato;
- 7) Livello di invaso a quota +143.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;
- 8) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);
- 15) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 16) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 15);

5.3.4. Sezione 4

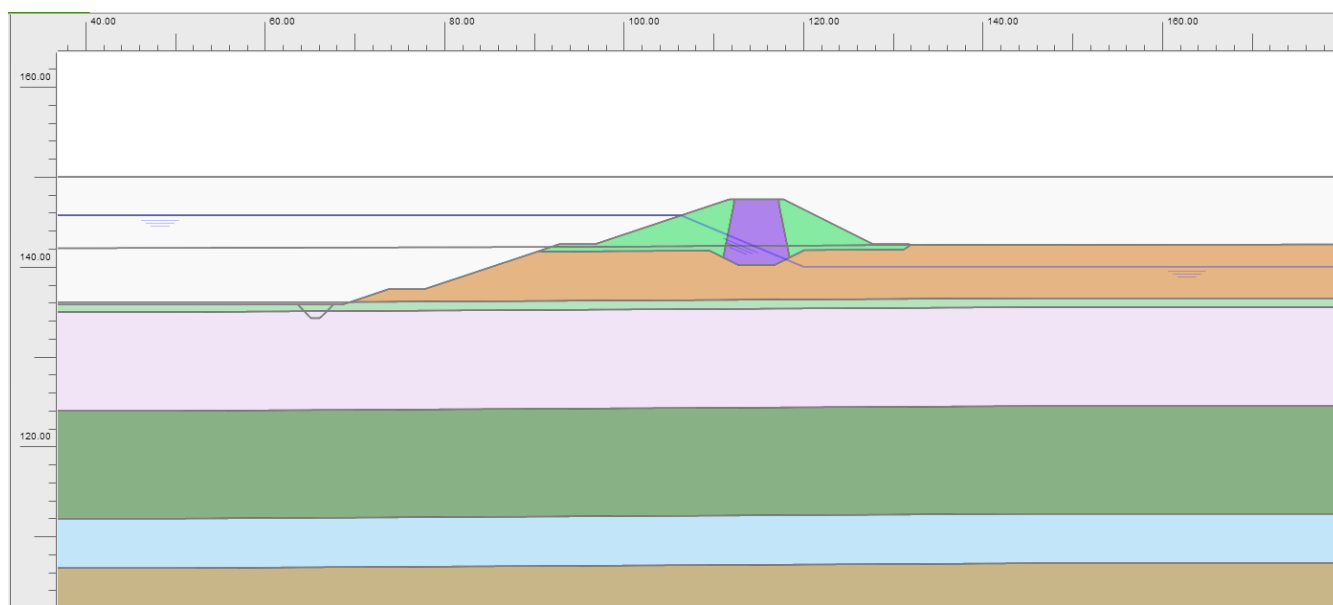


Figura 113 – Sezione di calcolo 4

5.3.4.1. Fasi di calcolo – Sezione 4

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del rilevato;
- 5) Livello di invaso a quota +145.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;

- 6) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 5);
- 7) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 8) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);

5.3.5. Sezione 5

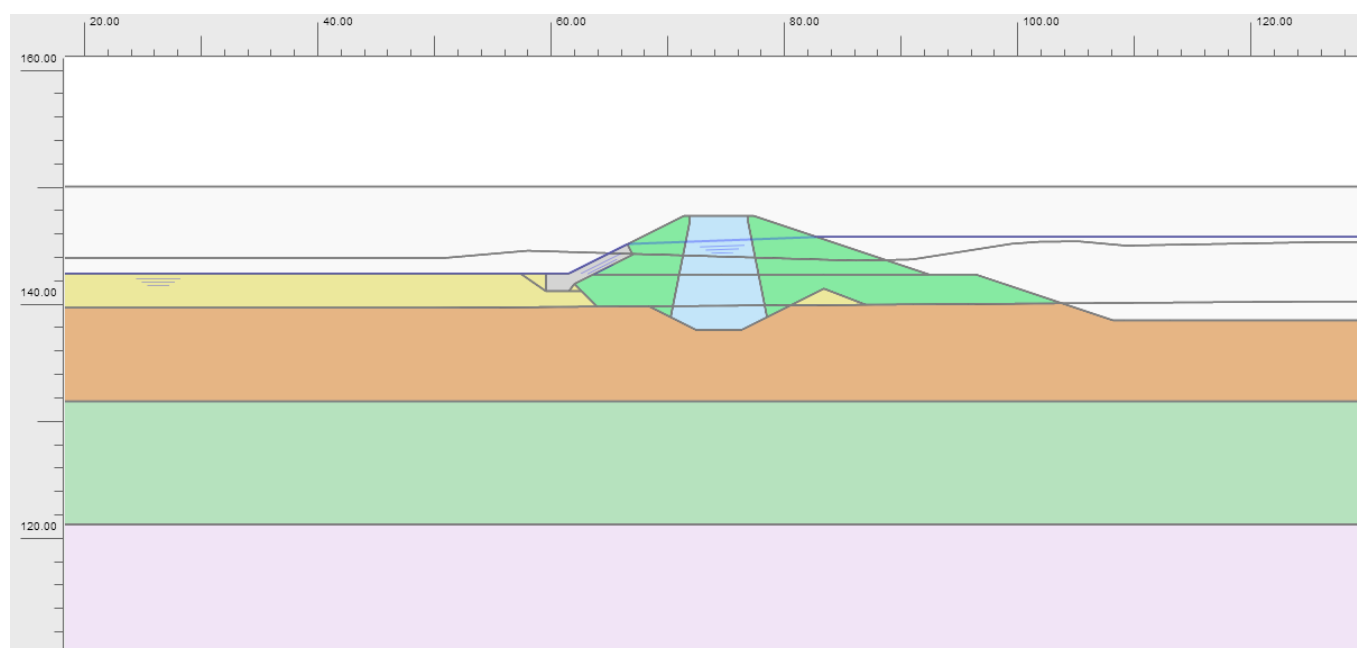


Figura 114 – Sezione di calcolo 5

5.3.5.1. Fasi di calcolo – Sezione 5

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del rilevato;

- 5) Livello di invaso a quota +145.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;
- 6) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 5);
- 7) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 8) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);

5.3.6. Sezione 6

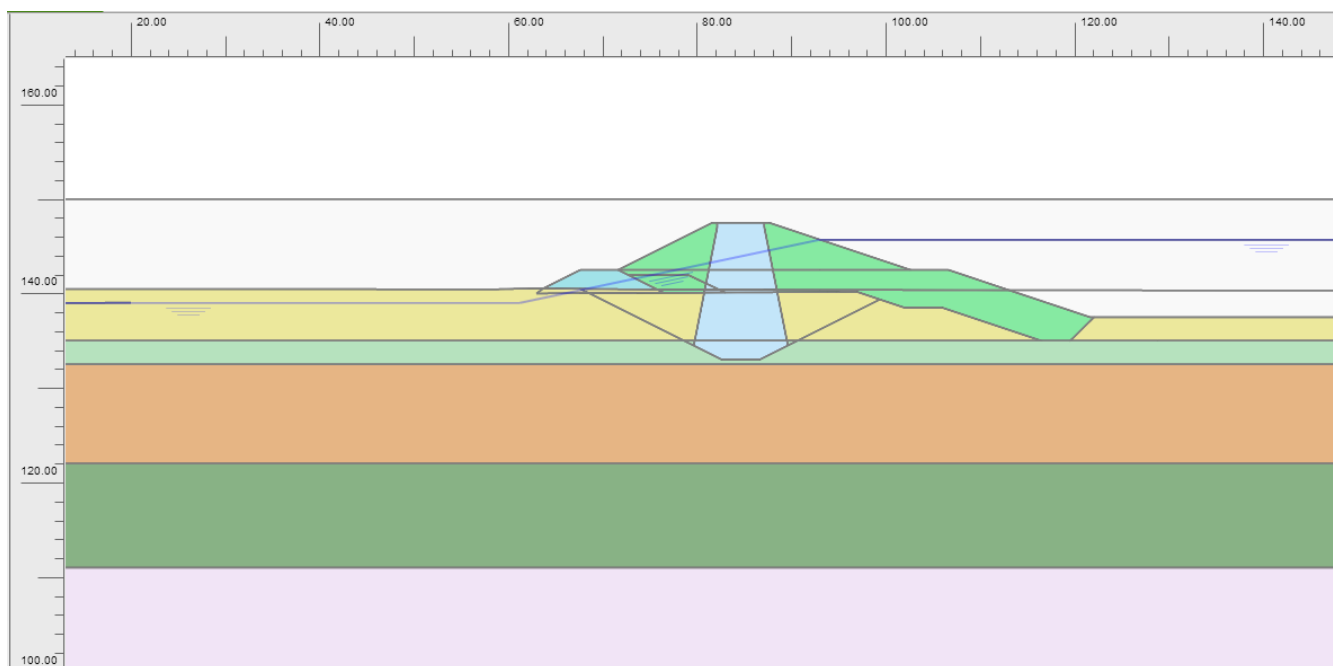


Figura 115 – Sezione di calcolo 6

5.3.6.1. Fasi di calcolo – Sezione 6

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;

- 4) Costruzione del rilevato;
- 5) Livello di invaso a quota +145.70 m.s.l.m., falda di valle a circa 0.50 m da p.c. e attivazione del flusso;
- 6) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 5);
- 7) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 8) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);

5.3.7. Sezione 7

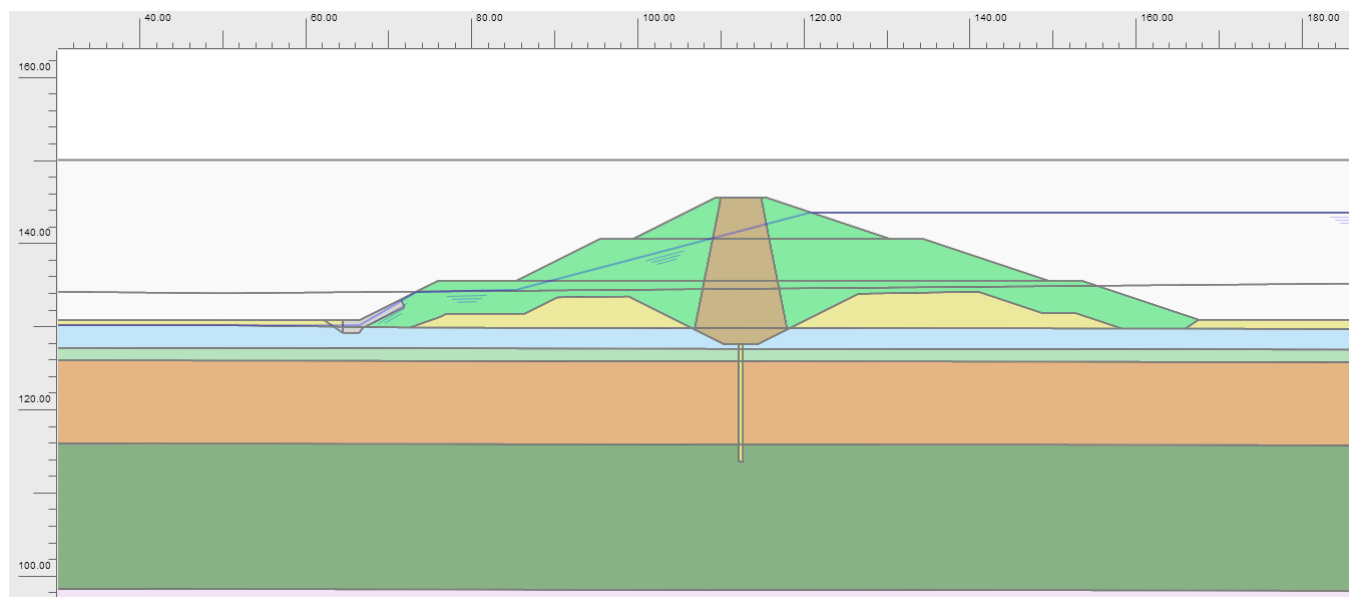


Figura 116 – Sezione di calcolo 7

5.3.7.1. Fasi di calcolo – Sezione 7

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Esecuzione del taglione in jet-grouting, e costruzione del primo livello del rilevato;
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato;
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato;

- 7) Livello di invaso a quota +143.70 m.s.l.m., falda di valle a p.c. e attivazione del flusso;
- 8) Stabilità del rilevato in condizione statica Fase 7);
- 9) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso l'alto;
- 10) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 9);
- 11) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso l'alto;
- 12) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 11);
- 13) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso monte e verticale verso il basso;
- 14) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 13);
- 15) Applicazione del sisma, componente orizzontale verso valle e verticale verso il basso;
- 16) Stabilità del rilevato in condizioni sismiche Fase 15);

5.3.8. Sezione Scavo Lato Sud

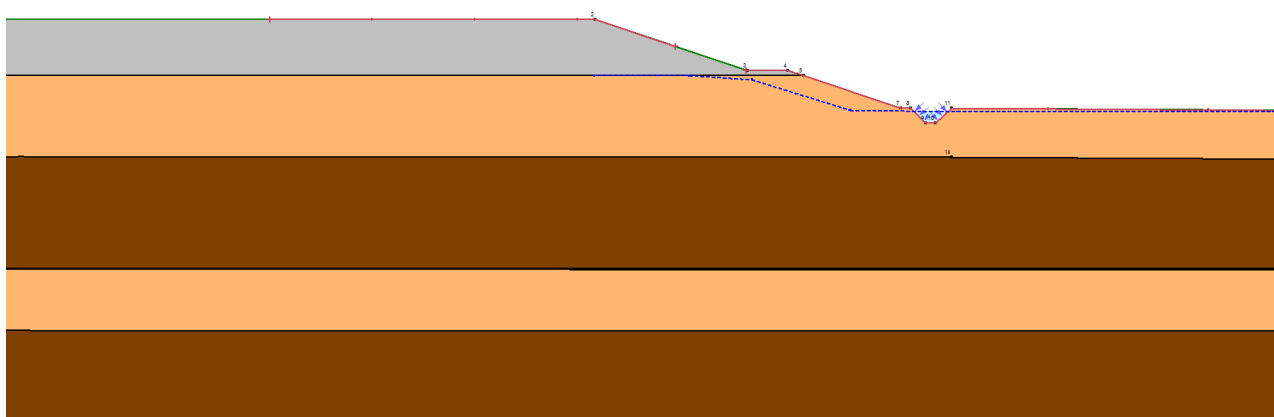


Figura 117 – Sezione di calcolo Scavo Lato Sud

5.4. VERIFICHE DI STABILITÀ: ANALISI NUMERICHE ED ALL'EQUILIBRIO LIMITE

Come richiesto all'interno del "MODULO TRATTAMENTO RILIEVI - Servizio di verifica ai sensi dell'art. 26 del d. lgs. 50/2016, del livello di progettazione esecutiva: "PR-E-1047 relativa ai lavori di realizzazione della cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma", si esegue per la Sezione 1 dei rilevati arginali la verifica in condizioni di rapido svasso del comparto 2 con il comparto 1 completamente riempito.

5.4.1. Sezione 1

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 1 in condizioni sia statiche che sismiche.

Rispetto ai risultati mostrati nella Relazione di P.E. a Febbraio 2020, all'interno della Relazione di P.E. di Luglio 2020 i valori dei fattori di sicurezza sono variati, questo perché vi era un refuso nell'utilizzo dei parametri di resistenza in termini di coesione e angolo di attrito per l'UG2B, sia nelle tabelle presentate in relazione, sia all'interno del modello numerico.

Si deve inoltre specificare che il valore di F.S. in condizioni sismiche con componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto era riportato in modo errato nella relazione di P.E. di Luglio 2020 (così come la figura corrispondente), pertanto è stato modificato con il valore corretto.

5.4.1.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 1

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

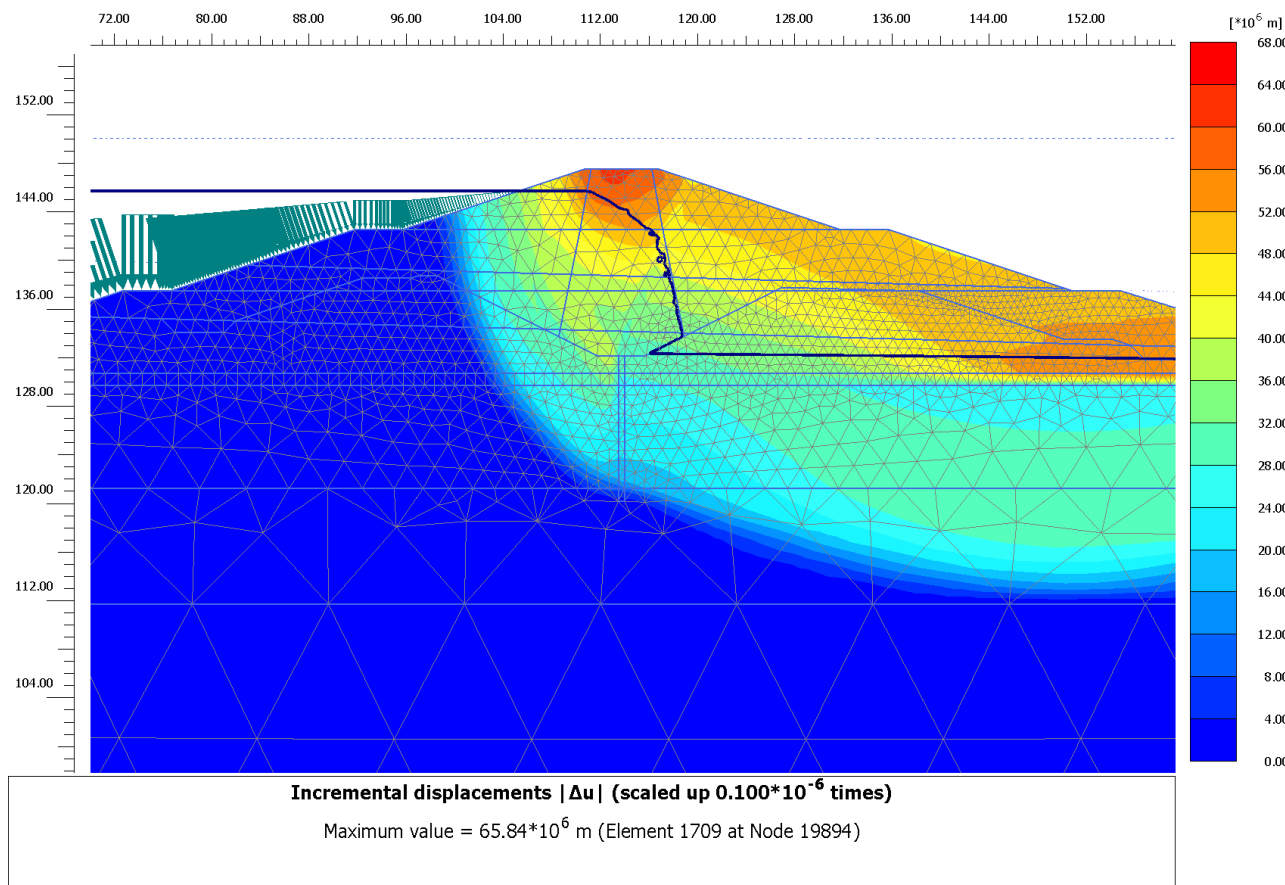


Figura 118 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 1

Tabella 216 – Verifica alla stabilità globale Sezione 1 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 1	Statiche	1.92

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.1.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 1

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

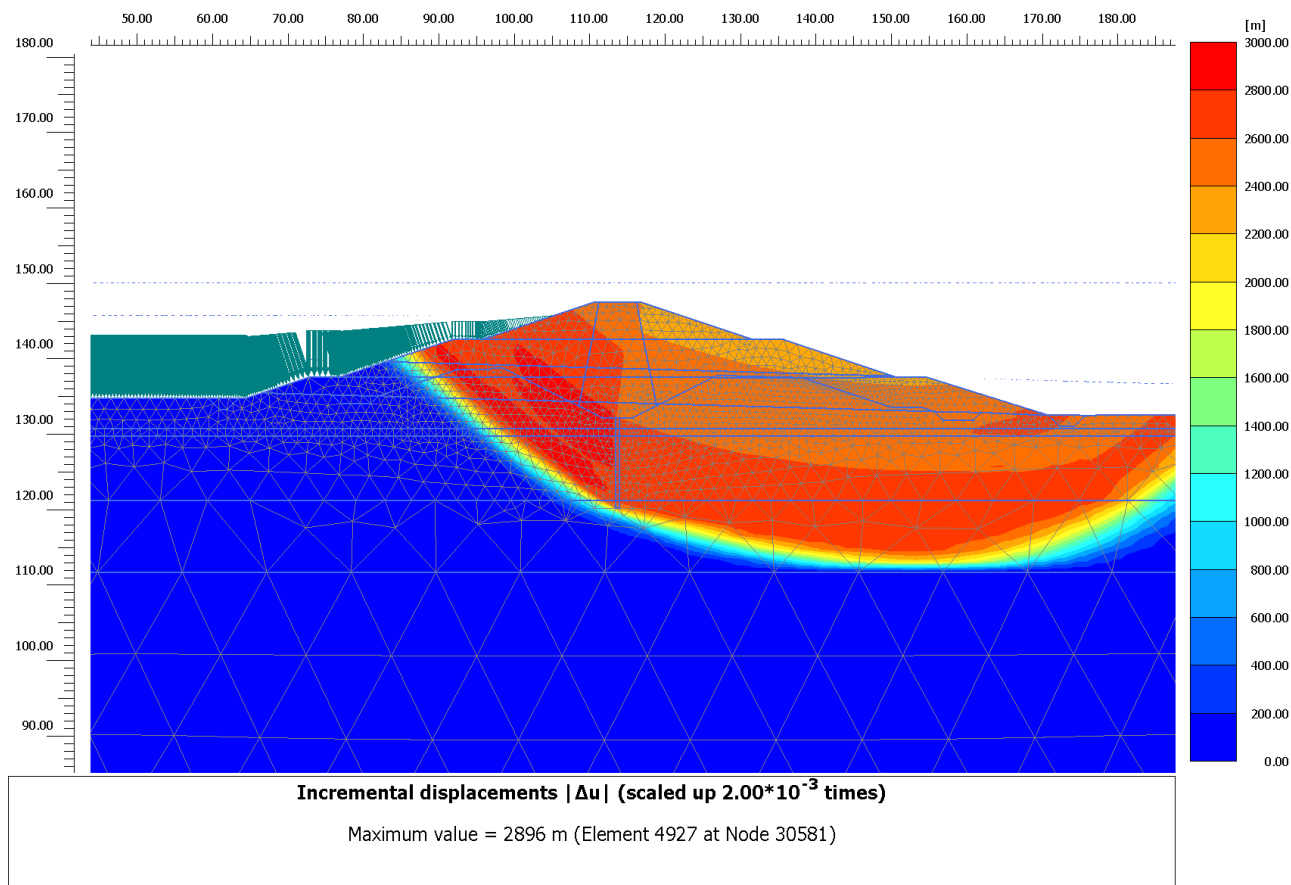


Figura 119 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 1 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso

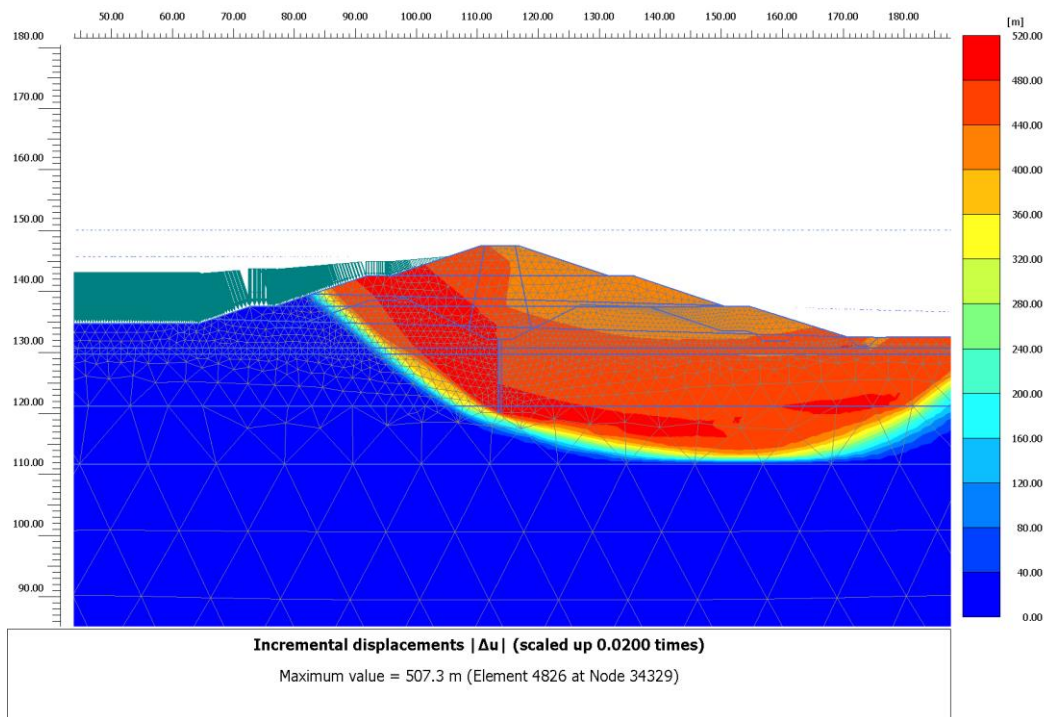


Figura 120 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 1 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto

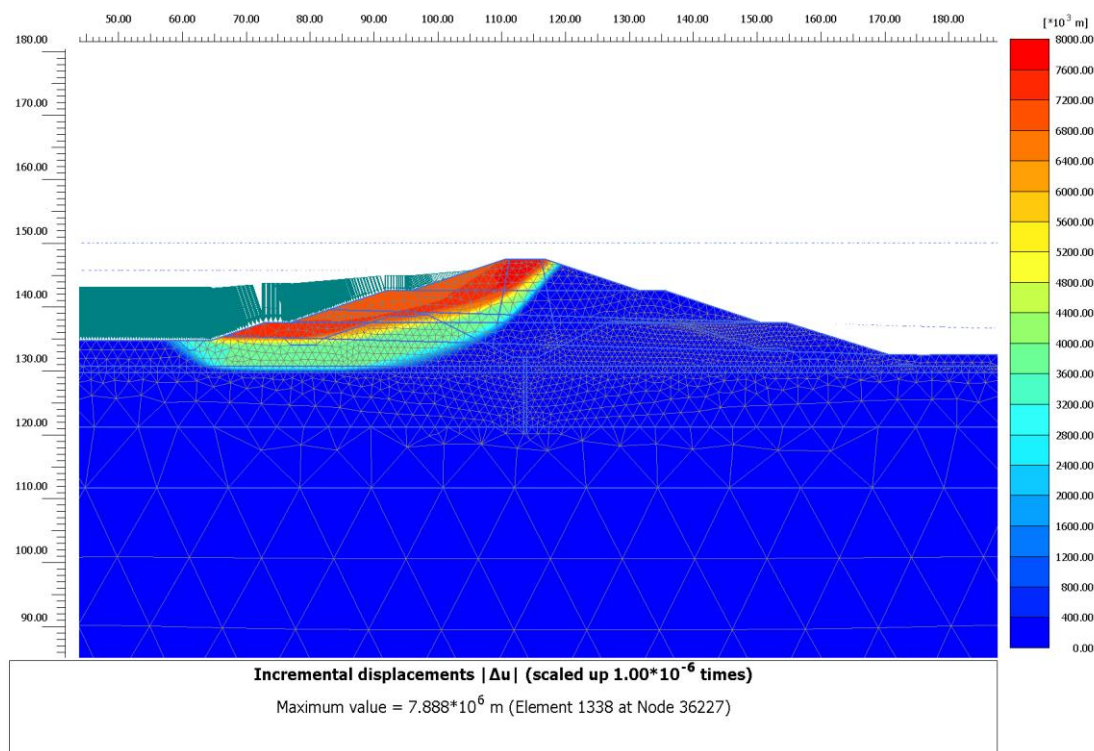


Figura 121 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 1 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso

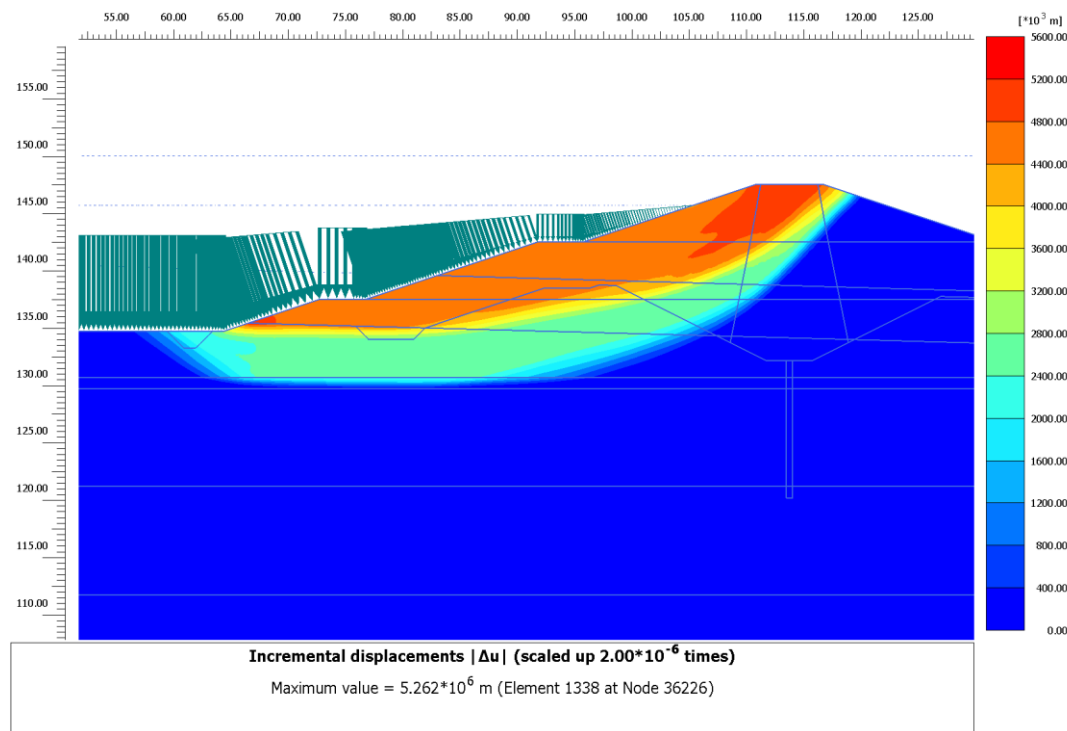


Figura 122 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 1 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto

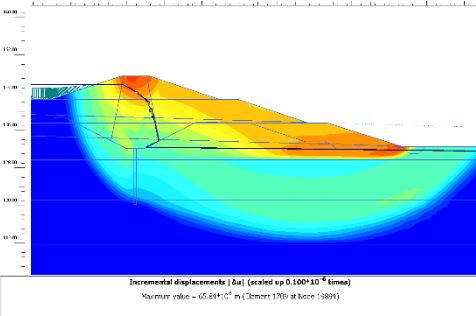
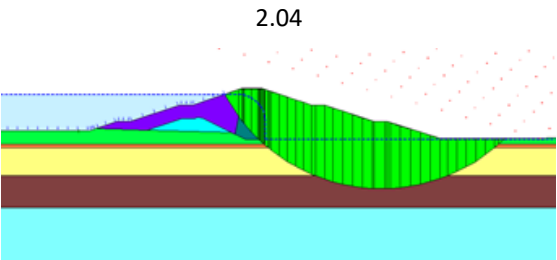
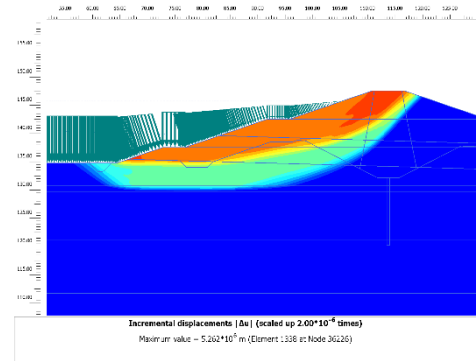
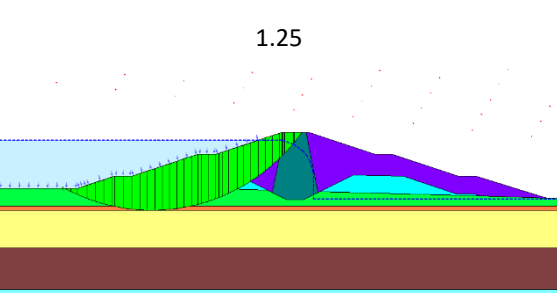
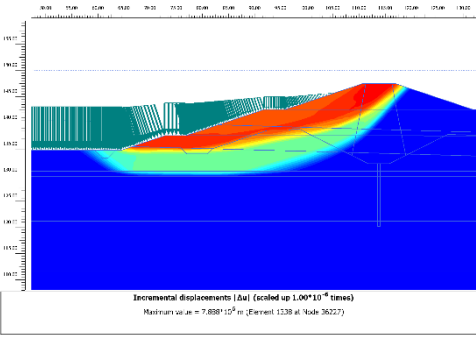
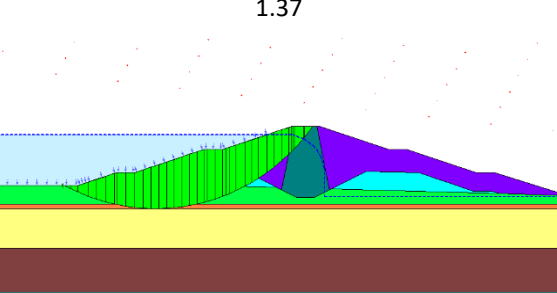


Tabella 217 – Verifica alla stabilità globale Sezione 1 in condizioni statiche

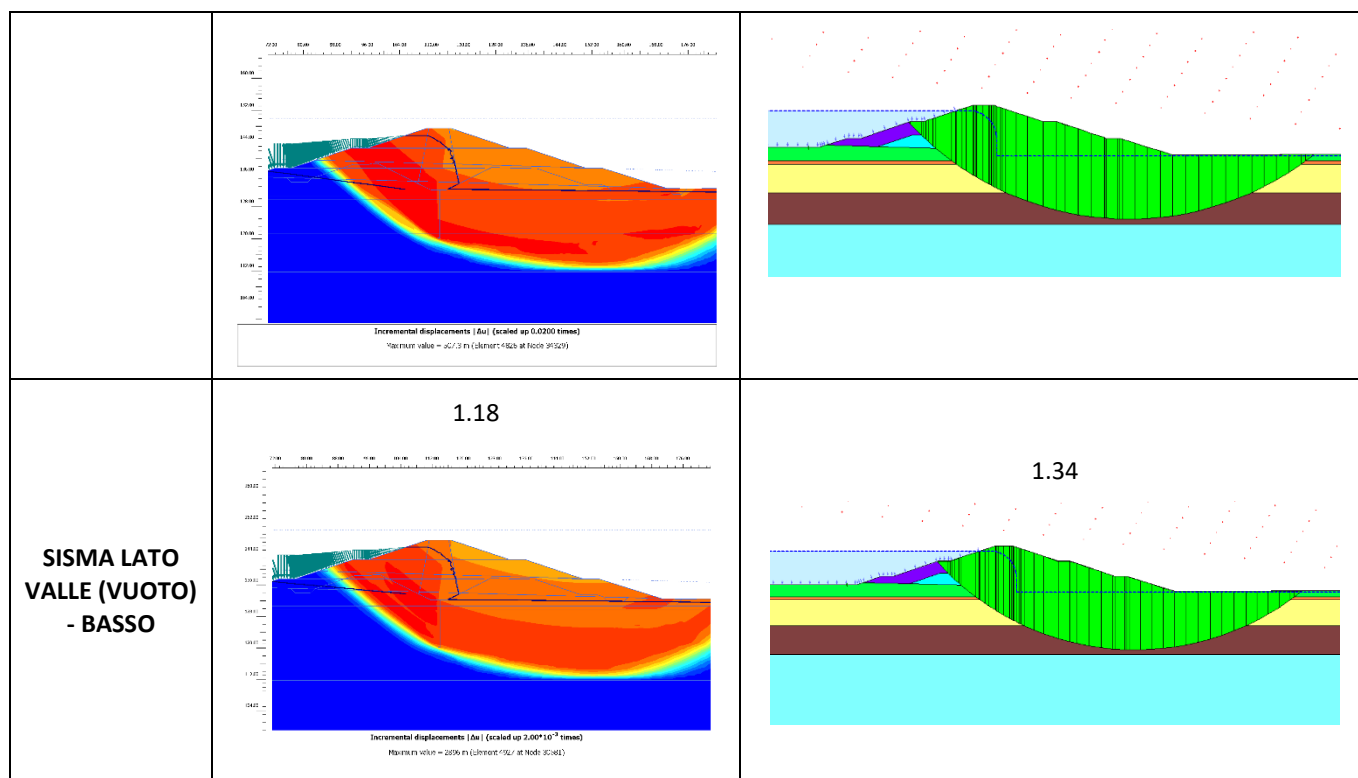
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.13
Sezione 1	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.18
Sezione 1	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.20
Sezione 1	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.14

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.1.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 1

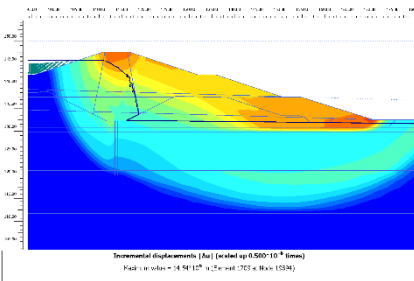
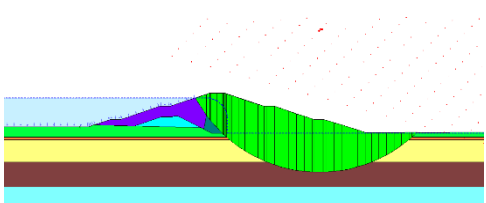
Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

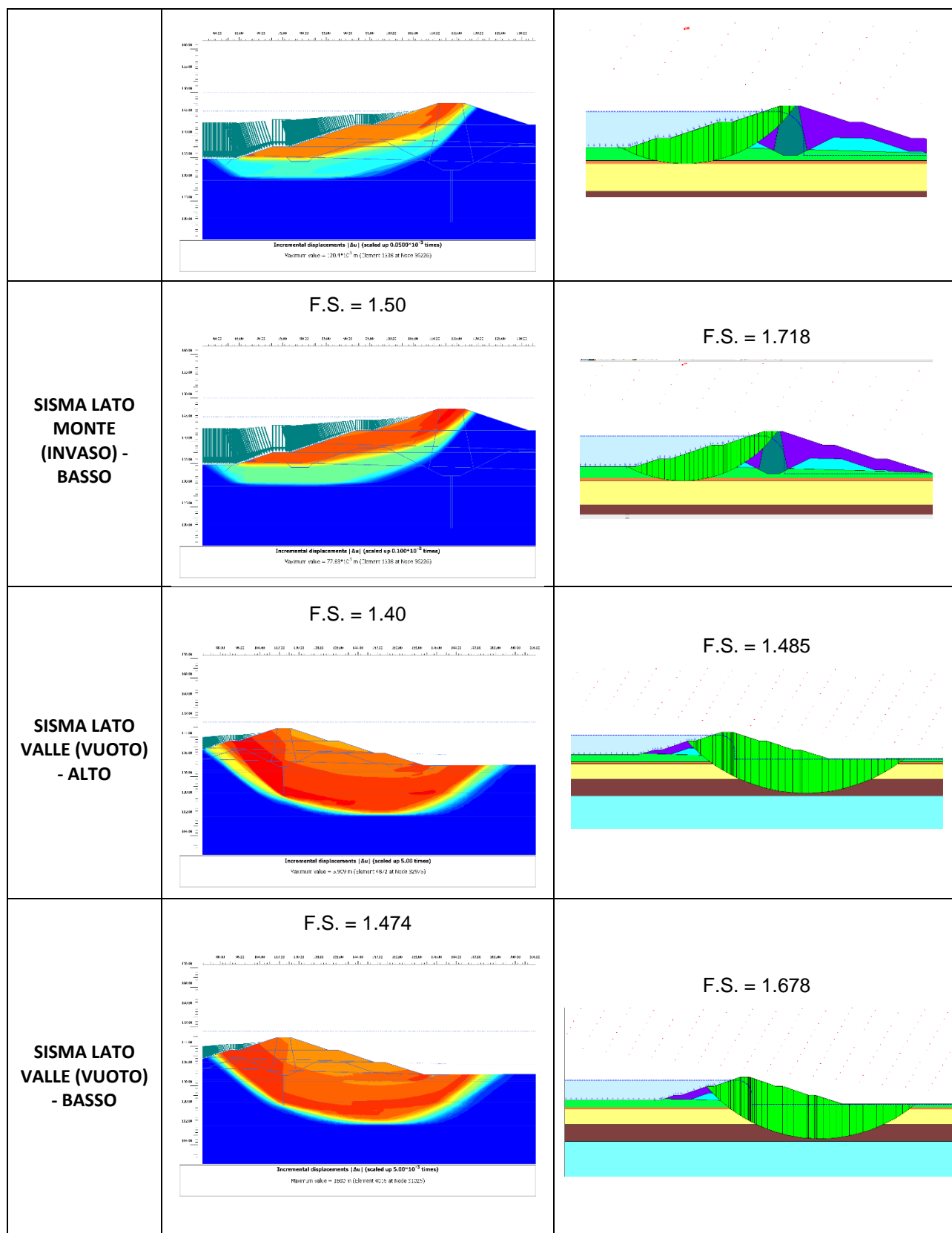
COFRONTO con parametri M2		
CONDIZIONE :	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	1.92 	2.04 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	1.14 	1.25 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	1.20 	1.37 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	1.13 	1.19 



5.4.1.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 1

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 1 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S. = 2.39  <p>Incremental displacements [m] (scaled up 0.500*10⁻⁴ times) Maximum value = 14.54 m (element 125 at Node 15394)</p>	F.S. = 2.55 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S. = 1.42	F.S. = 1.569



Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.2. Sezione 1 – verifiche in condizioni di rapido svaso

Si ritiene opportuno, essendo la sezione sottoposta a condizioni di carico più gravose nello scenario in cui il comparto 1 sia potenzialmente pieno in fase di svaso del comparto 2, effettuare una verifica di stabilità globale per la Sezione 1 in condizioni di rapido svaso.

Al fine di simulare la condizione di “rapido svaso”, si studia una condizione estremamente conservativa, ovvero si impone il livello di falda del comparto 2 a piano campagna coincidente con il pendio del rilevato arginale stesso, mentre si ha un comparto 1 pieno. Il livello di falda all’interno del nucleo argilloso è stato valutato tramite una analisi di filtrazione in regime stazionario. Con queste condizioni al contorno si trascura l’azione favorevole del peso dell’acqua alla stabilità globale, mentre si considerano le pressioni idrauliche all’interno del corpo del rilevato e la presenza di acqua nel lato comparto 1.

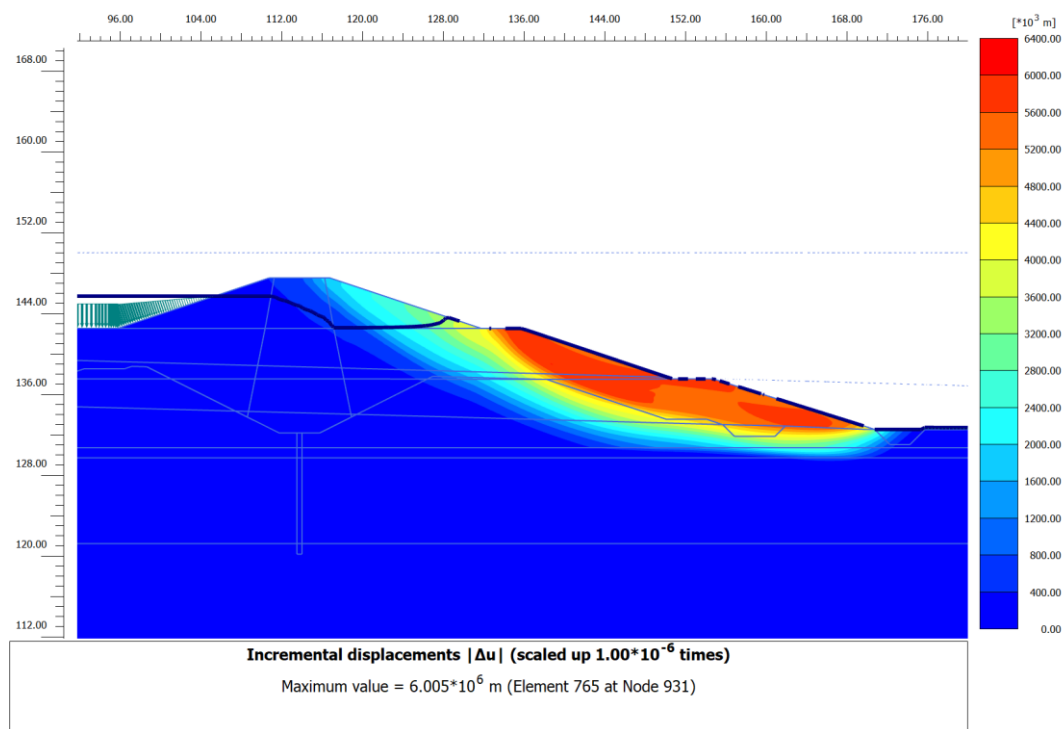


Figura 123 – verifica di stabilità del rilevato arginale in condizioni di rapido svaso del comparto 2 (falda coincidente con il p.c. nel comparto 2 e comparto 1 pieno) – Sezione 1

Il fattore di sicurezza che si ricava da tale analisi essere pari a 1.16.

La verifica pertanto risulta essere soddisfatta poiché superiore al valore di 1.1.

5.4.3. Sezione 2

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 2 in condizioni sia statiche che sismiche.

Rispetto ai risultati mostrati nella Relazione di P.E. a Febbraio 2020, all'interno della Relazione di P.E. di Luglio 2020 i valori dei fattori di sicurezza sono variati, questo perché vi era un refuso nell'utilizzo dei parametri di resistenza in termini di coesione e angolo di attrito per l'UG2B, sia nelle tabelle presentate in relazione, sia all'interno del modello numerico.

5.4.3.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 2

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

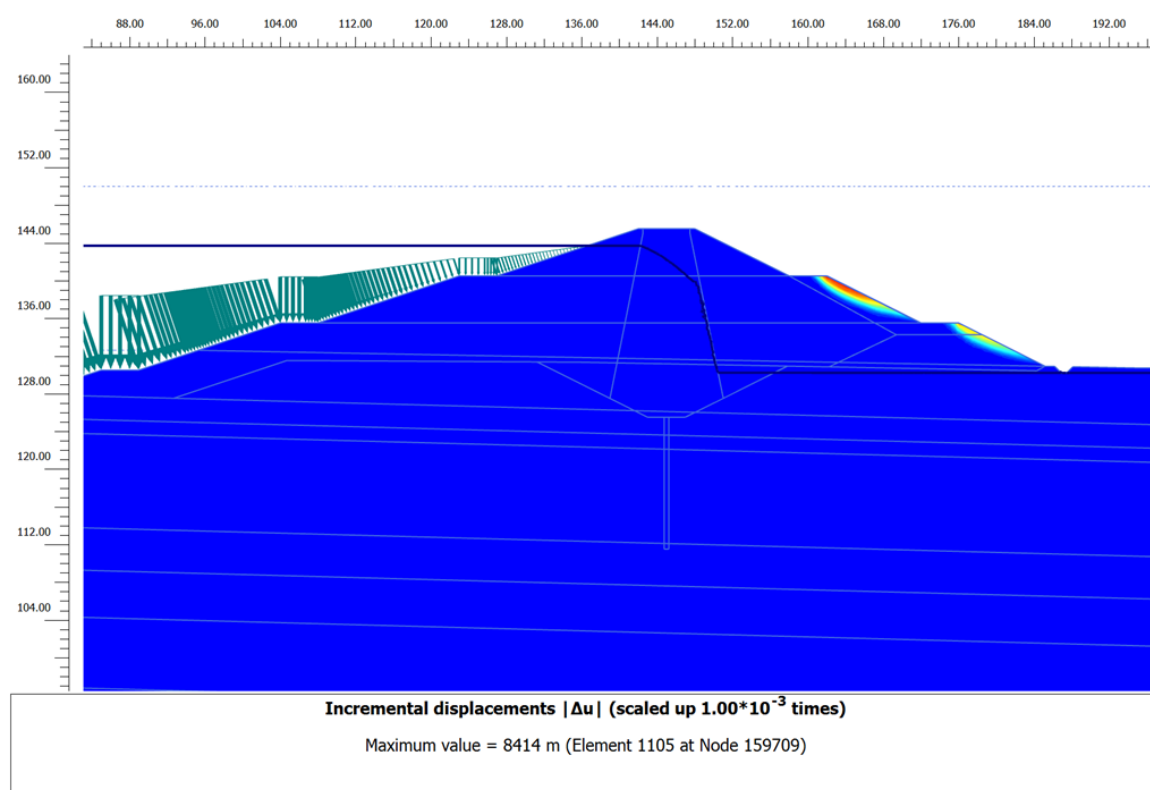


Figura 124 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 2 (Superficie con F.S. = 1.40)

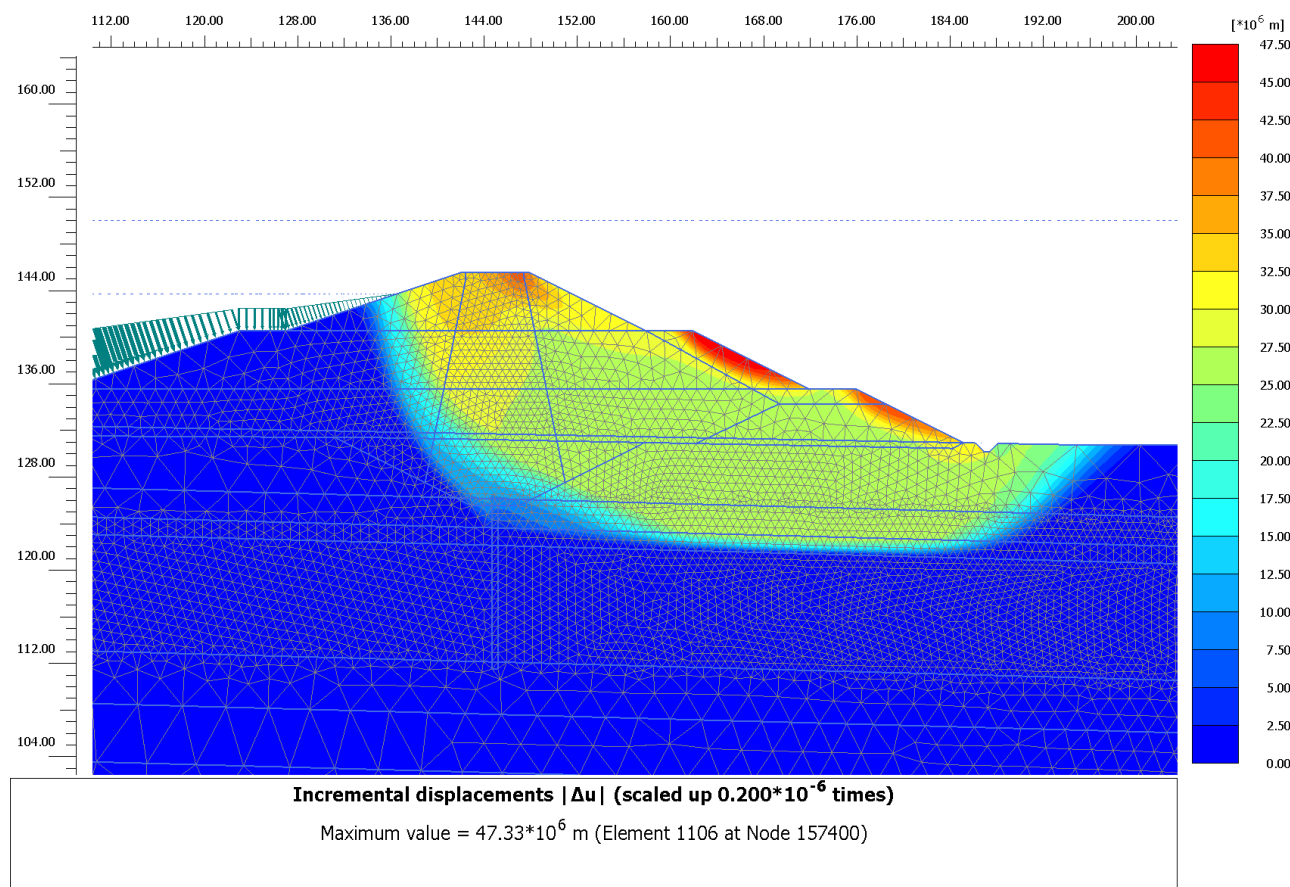


Figura 125 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 2 (superficie con F.S.=1.68)

Tabella 218 – Verifica alla stabilità globale Sezione 2 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 2	Statiche	1.40 (1.68)

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.3.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 2

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

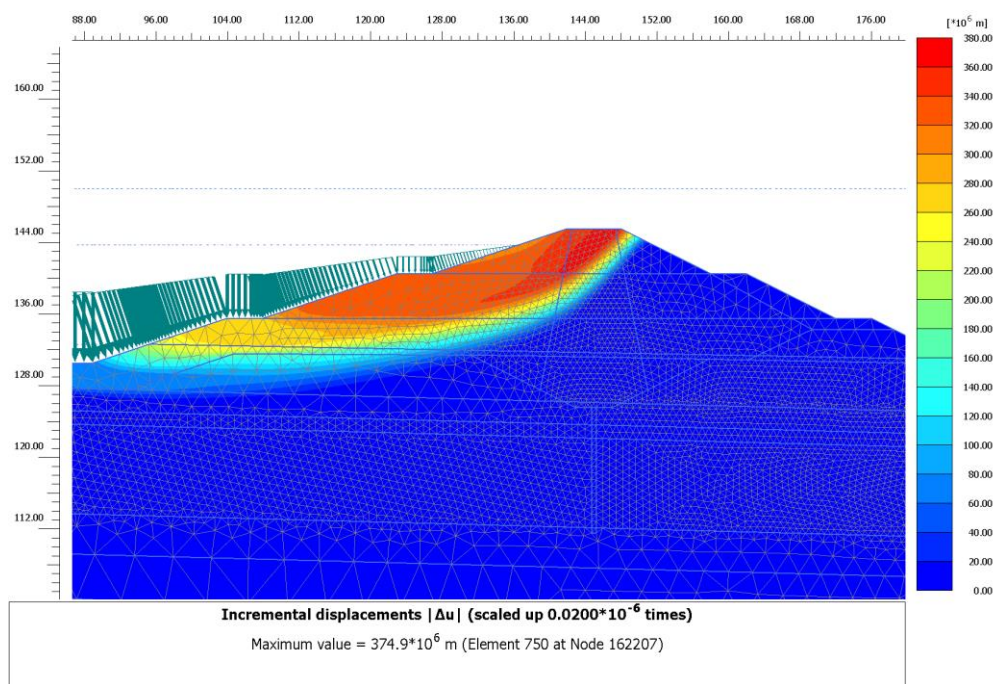


Figura 126 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 2 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.226)

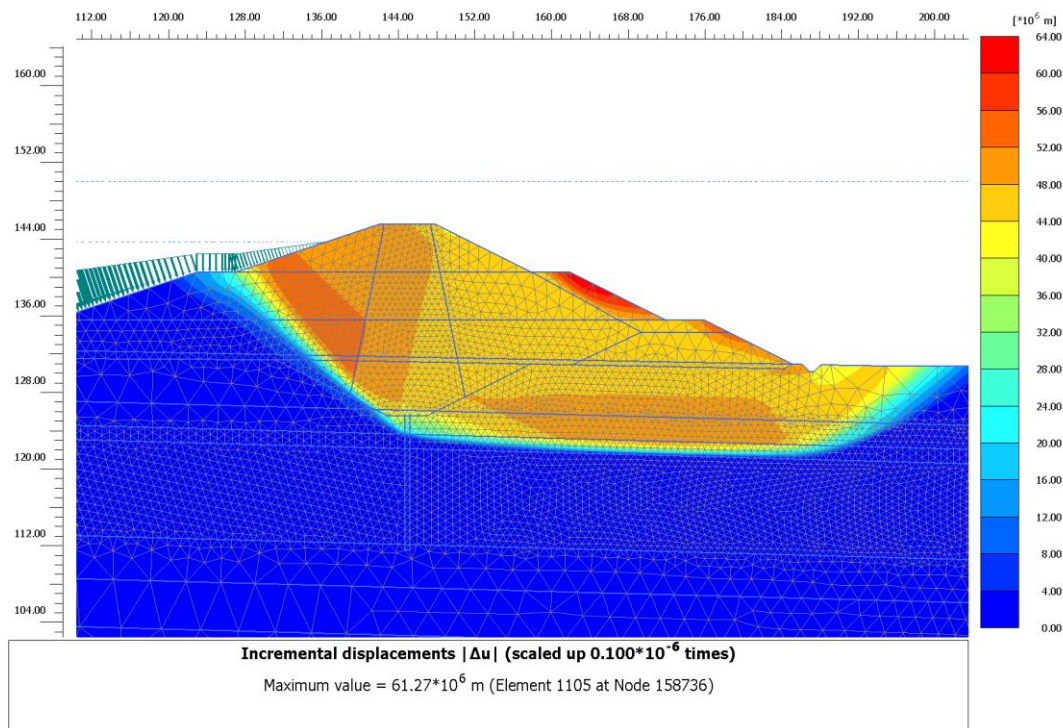


Figura 127 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 2 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.143)

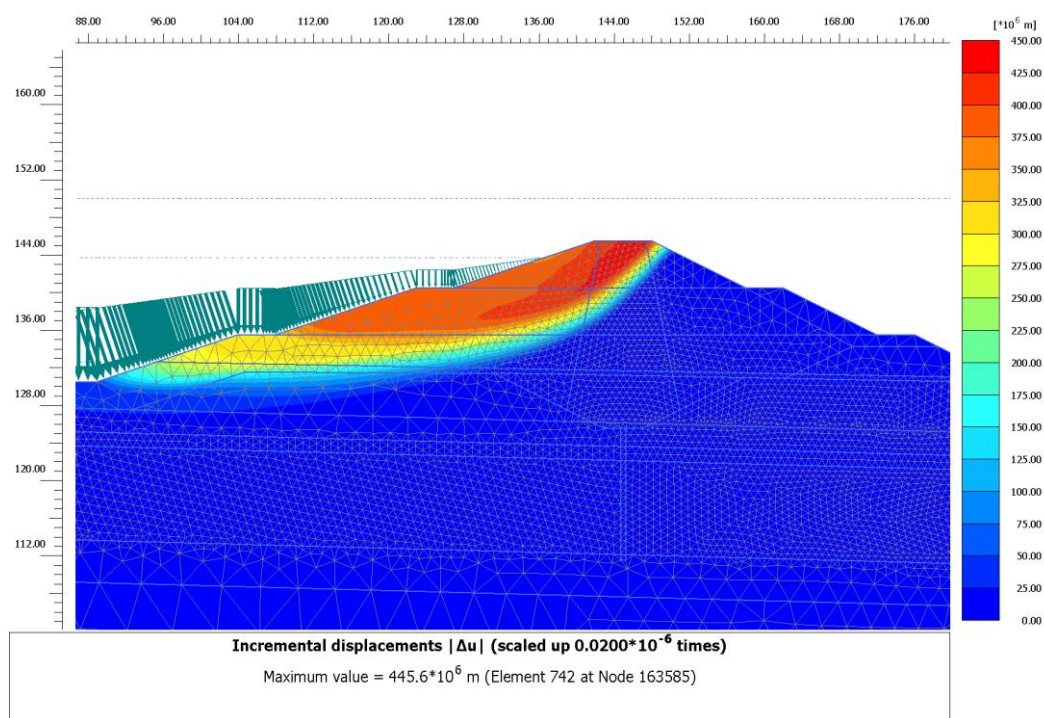


Figura 128 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 2 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.27)

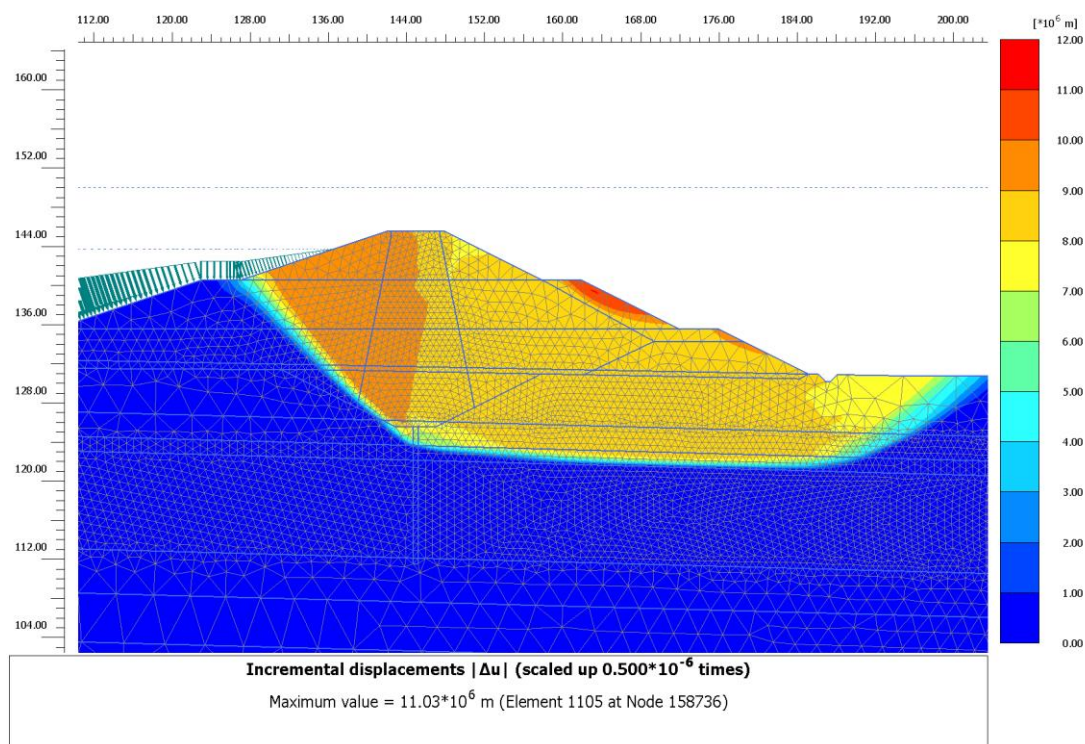


Figura 129 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 2 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso basso (F.S.=1.146)

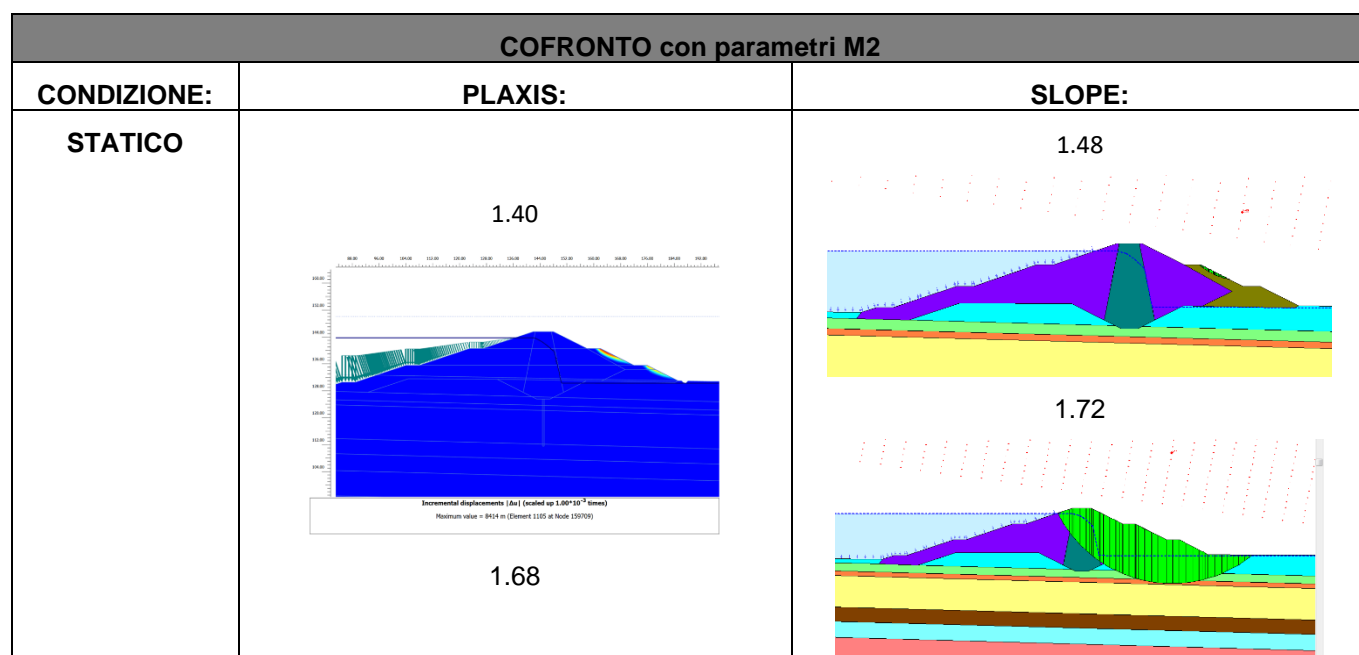
Tabella 219 – Verifica alla stabilità globale Sezione 2 in condizioni statiche

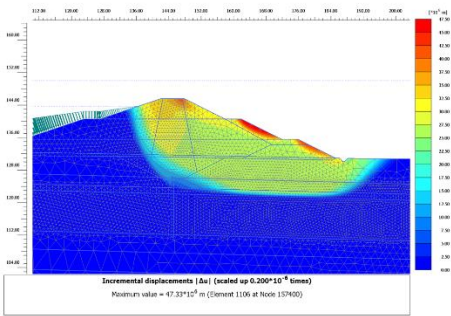
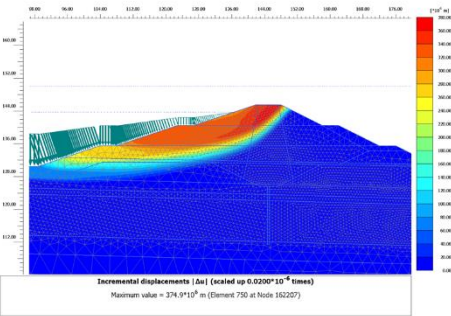
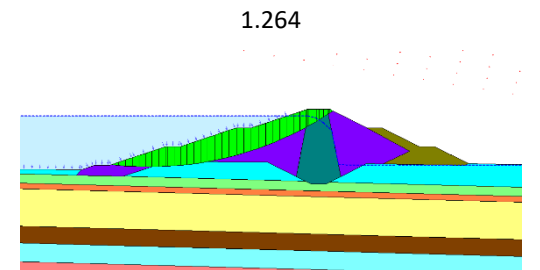
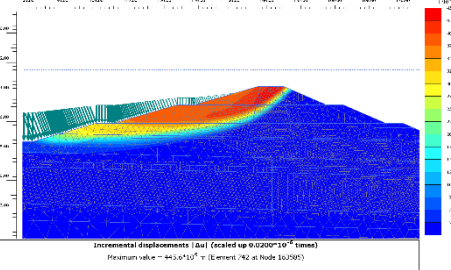
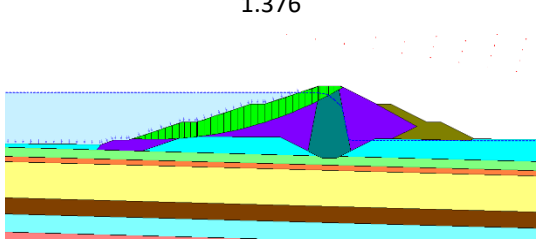
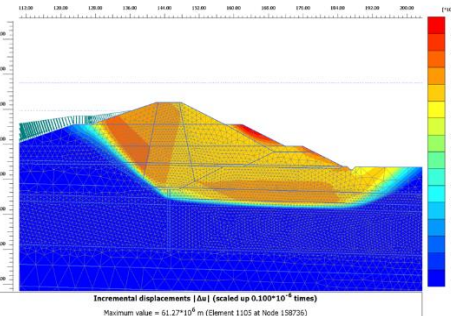
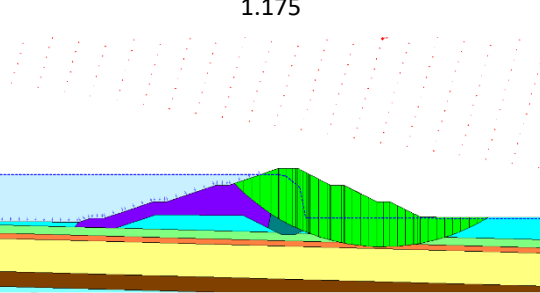
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 2	Sisma orizzontale verso monte (invaso)+ Sisma verticale verso alto	1.226
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.143
Sezione 2	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.27
Sezione 2	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.146

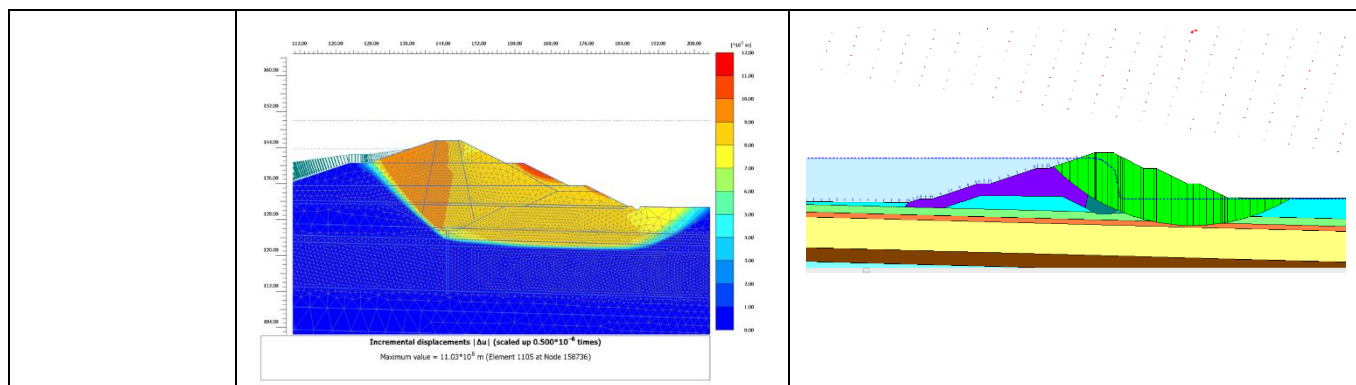
Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.3.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 2

Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).



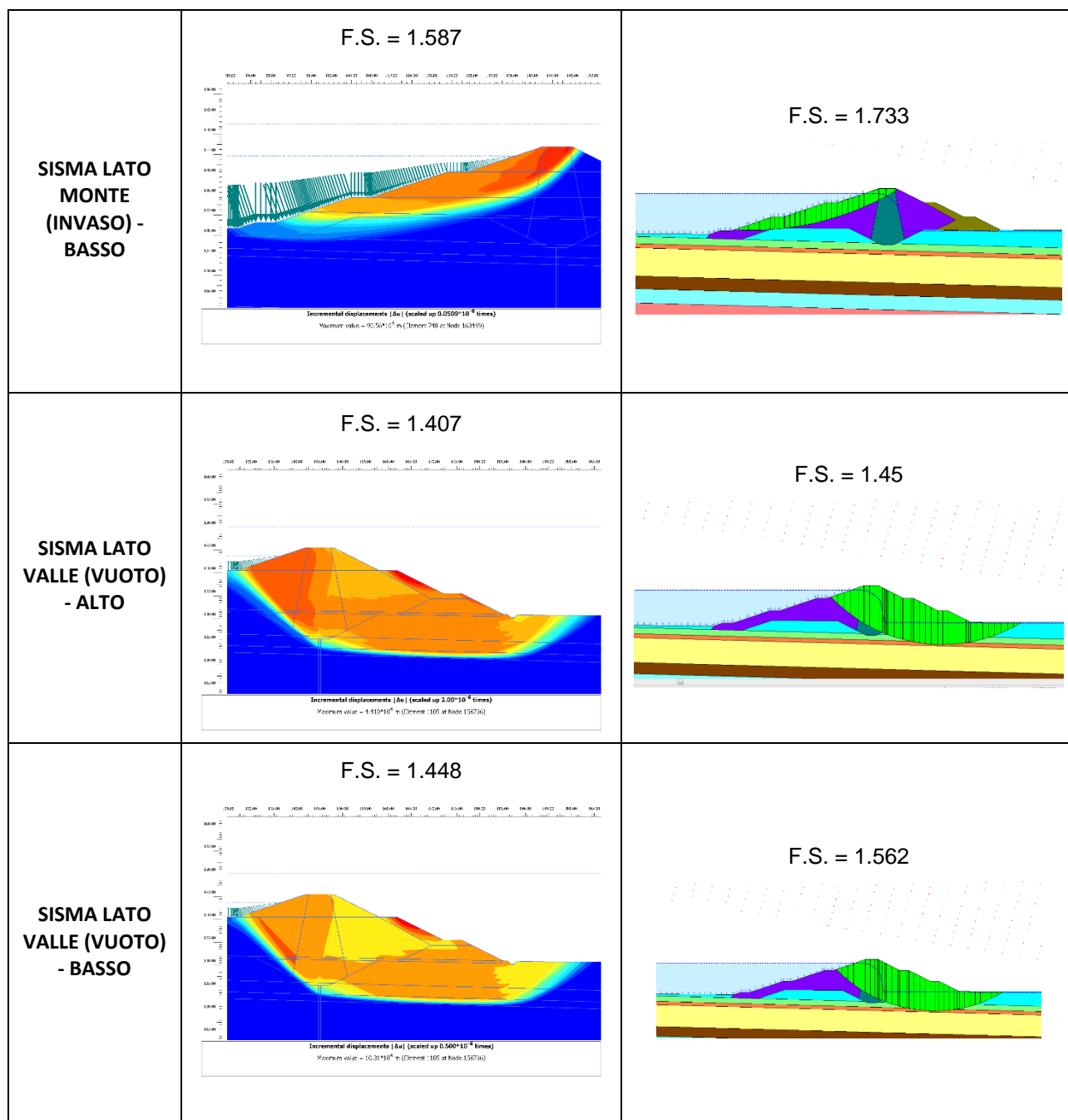
	 <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.200*10⁻⁶ times) Maximum value = 47.33*10³ m (Element 1109 at Node 157400)</p>	
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>1.226</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.0200*10⁻⁶ times) Maximum value = 374.9*10³ m (Element 750 at Node 162207)</p>	<p>1.264</p> 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>1.27</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.0200*10⁻⁶ times) Maximum value = 443.6*10³ m (Element 742 at Node 163785)</p>	<p>1.376</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>1.143</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.100*10⁻⁶ times) Maximum value = 61.27*10³ m (Element 1105 at Node 158736)</p>	<p>1.175</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>1.146</p>	<p>1.26</p>



5.4.3.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 2

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 2 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	<p>F.S. = 2.071</p>	<p>F.S. = 2.125</p>
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. = 1.49</p>	<p>F.S. = 1.586</p>



Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.4. Sezione 3

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 3 in condizioni sia statiche che sismiche.

5.4.4.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 3

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

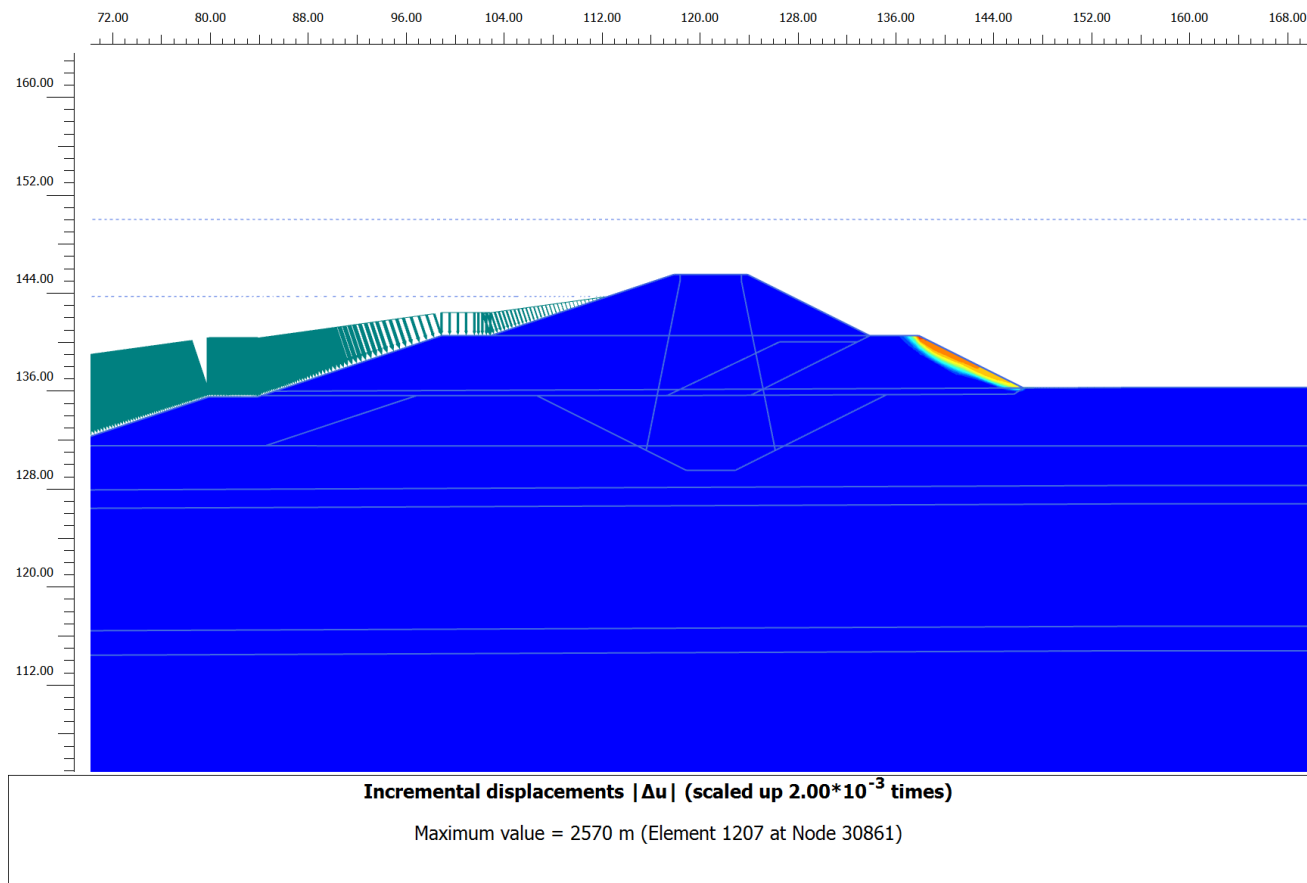


Figura 130 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 3 – Superficie di scorrimento con F.S.=1.35

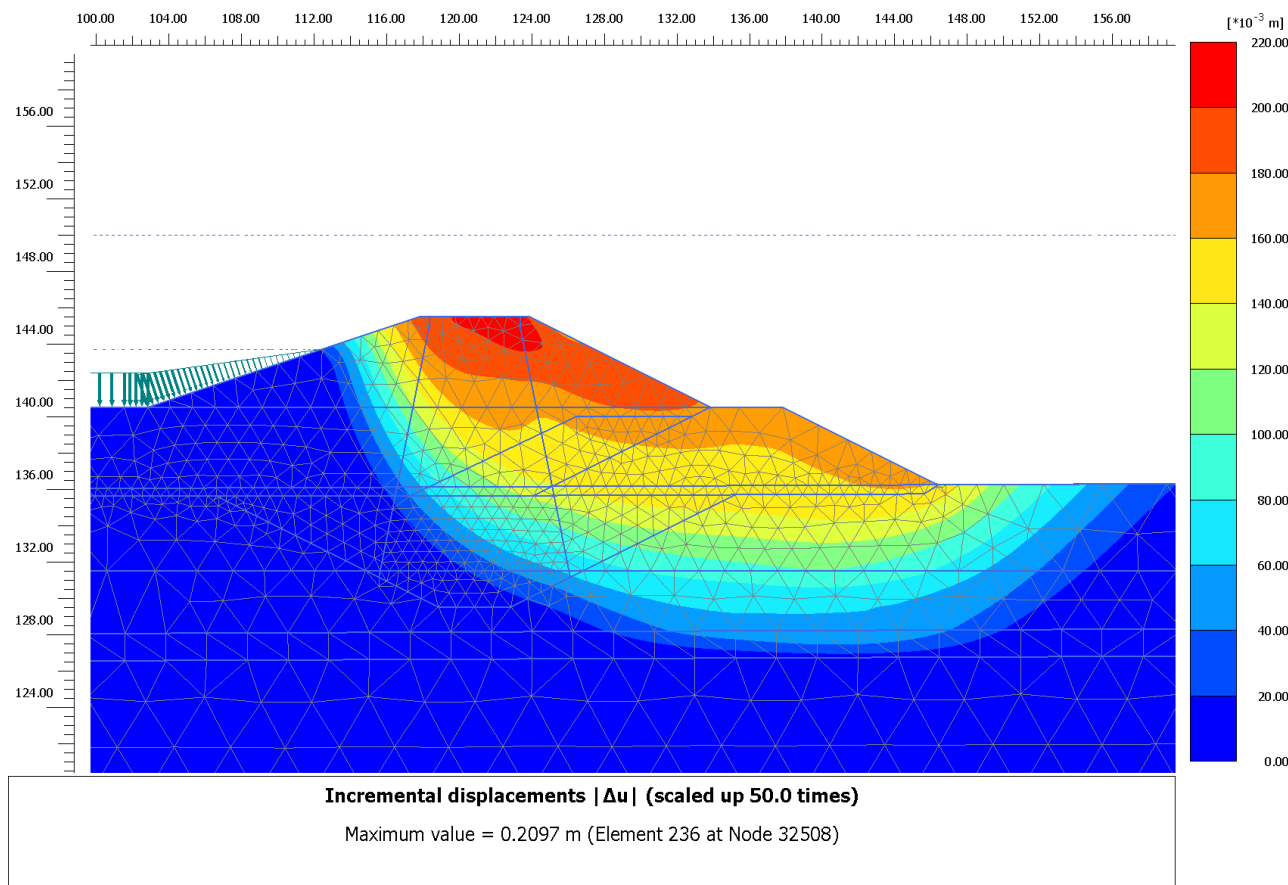


Figura 131 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 3 – superficie di scorrimento con FS=2.15

Tabella 220 – Verifica alla stabilità globale Sezione 3 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 3	Statiche	1.35 (2.15)

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.4.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 3

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

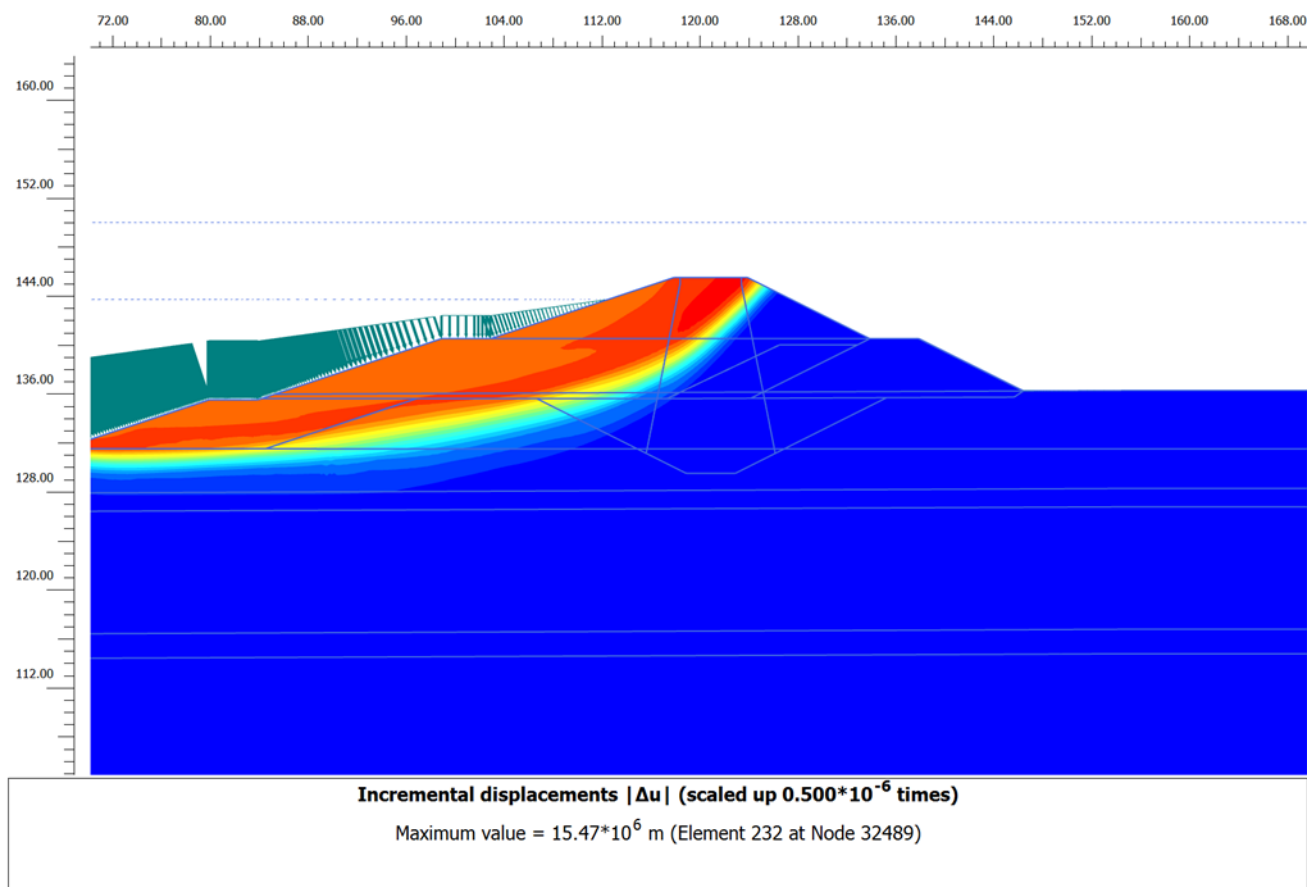


Figura 132 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 3 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.13)

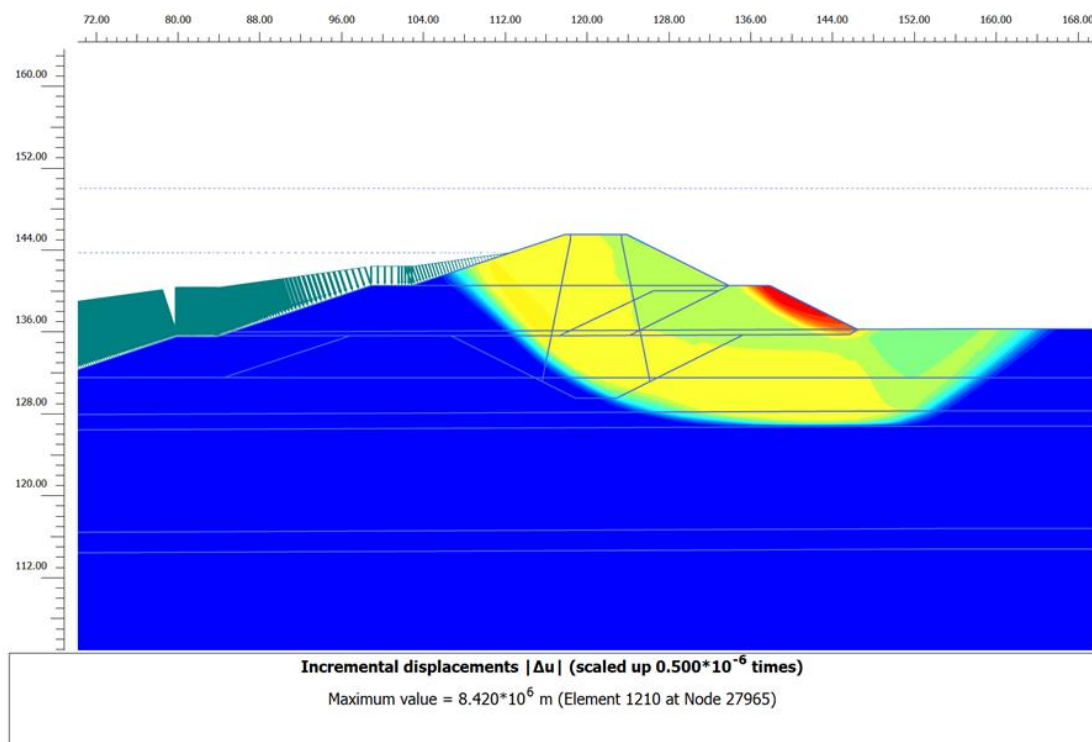


Figura 133 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 3 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.15)

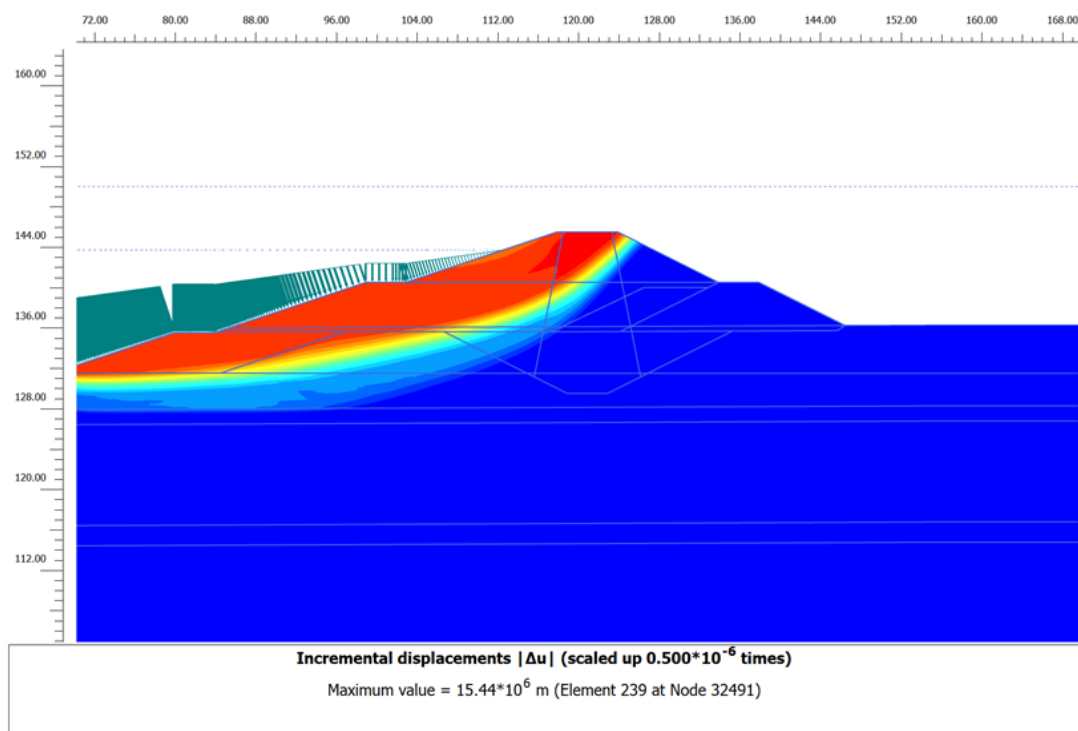


Figura 134 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 3 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.19)

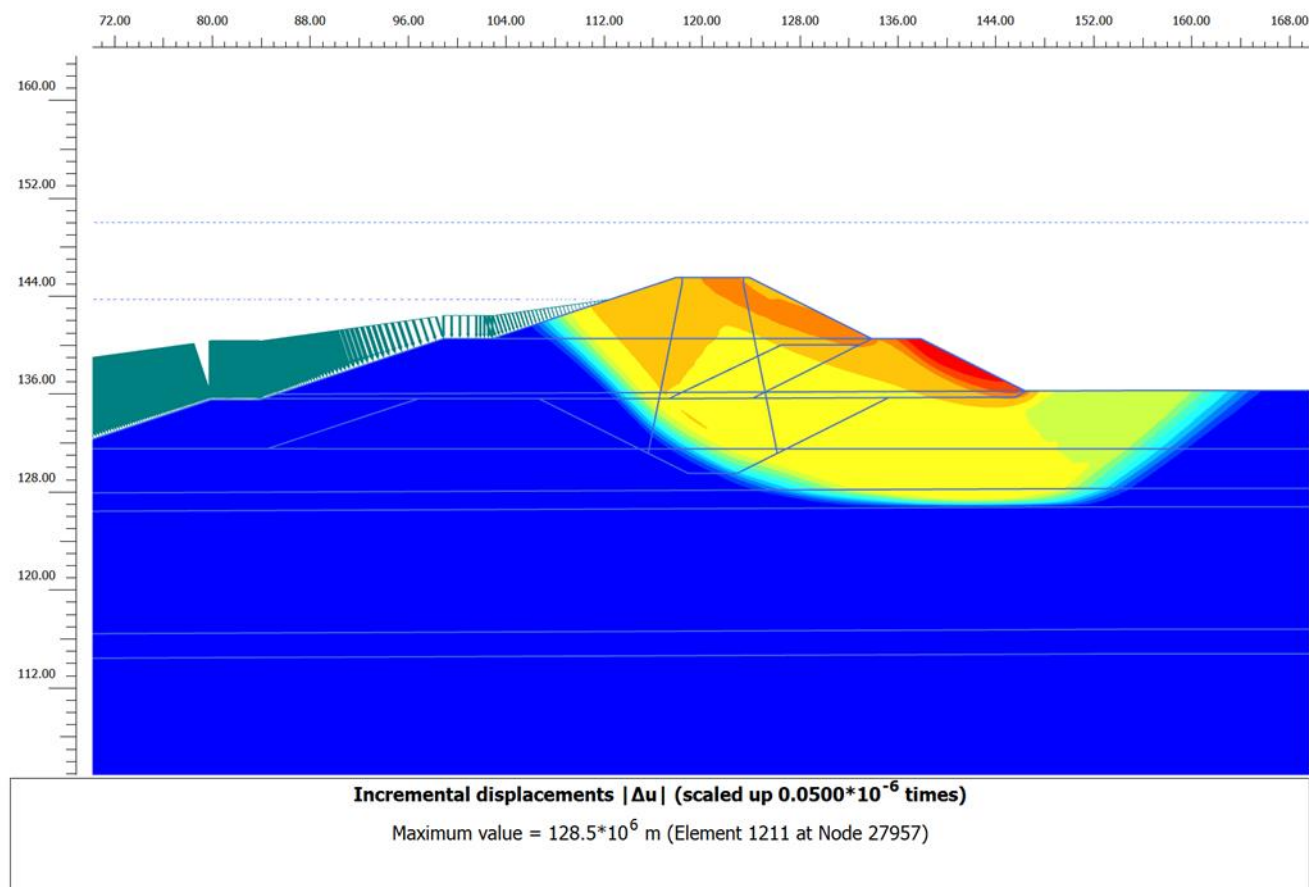


Figura 135 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 3 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso (F.S.= 1.21)

Tabella 221 – Verifica alla stabilità globale Sezione 3 in condizioni statiche

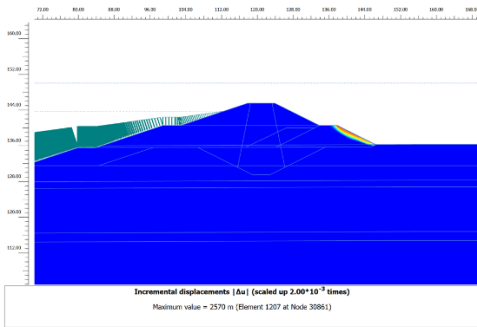
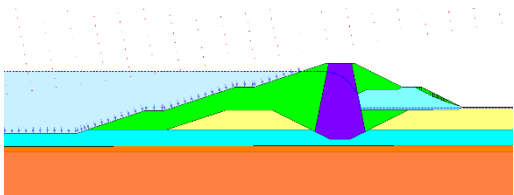
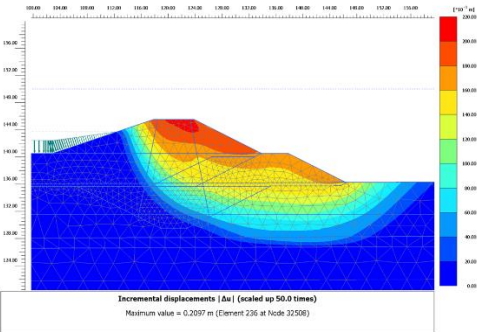
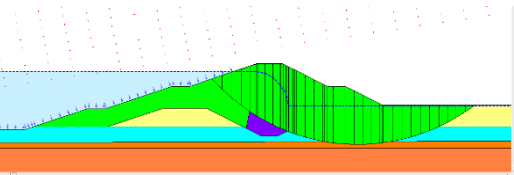
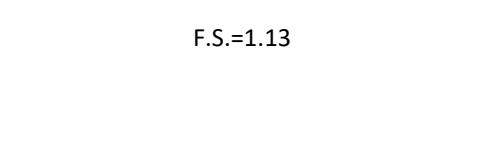
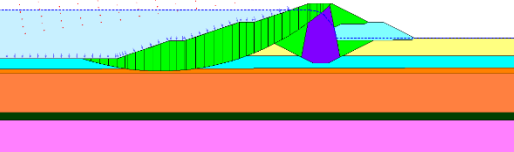
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 3	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.13
Sezione 3	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.15
Sezione 3	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.19

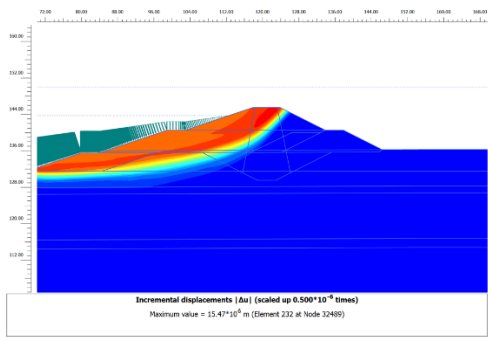
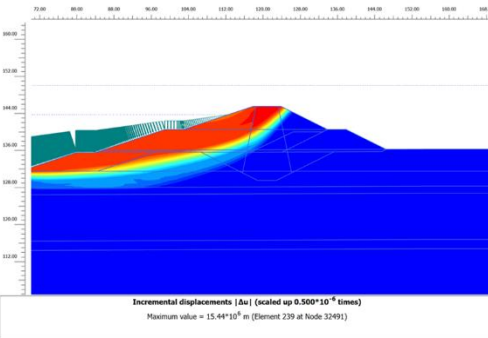
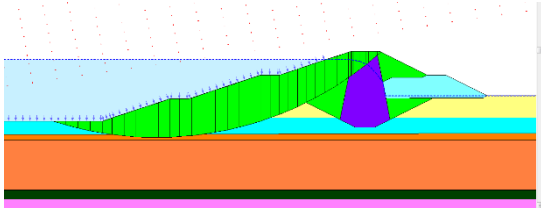
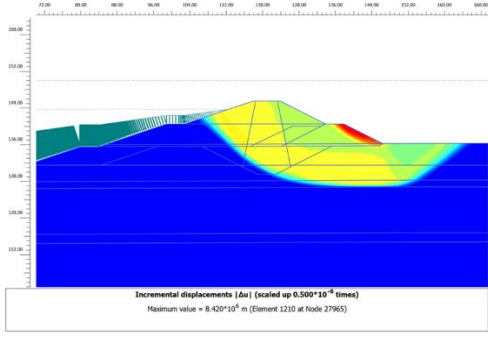
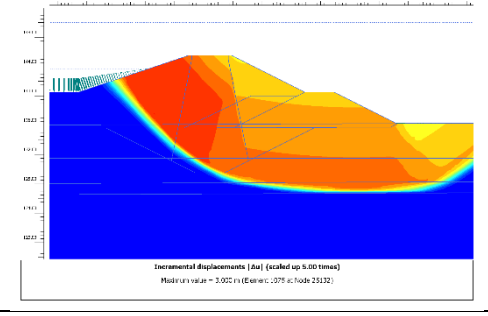
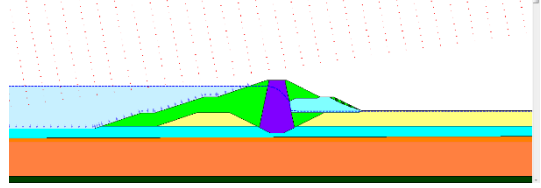
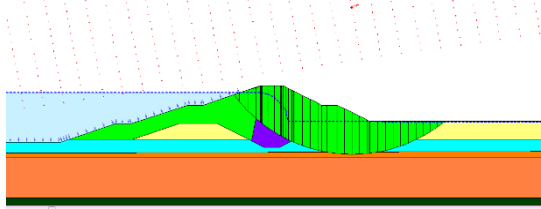
Sezione 3	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.21
-----------	---	------

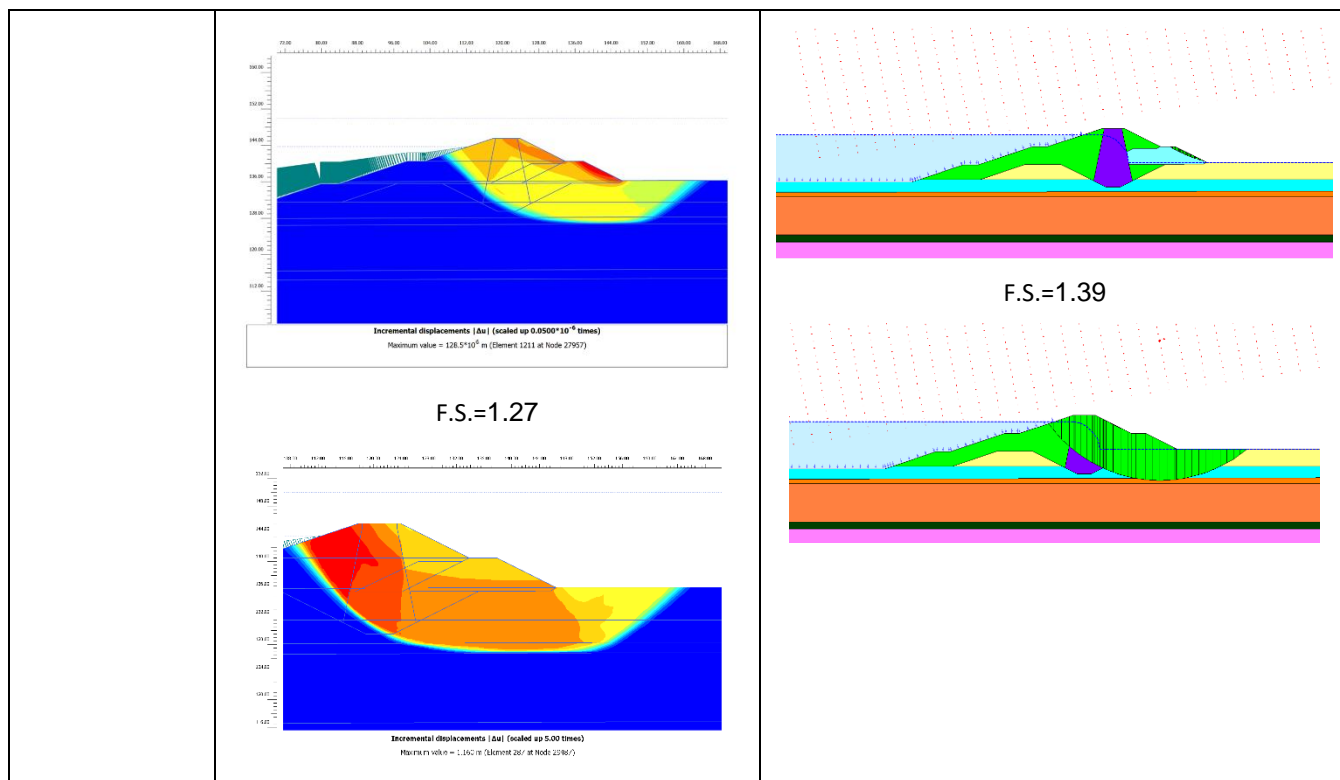
Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.4.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 3

Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

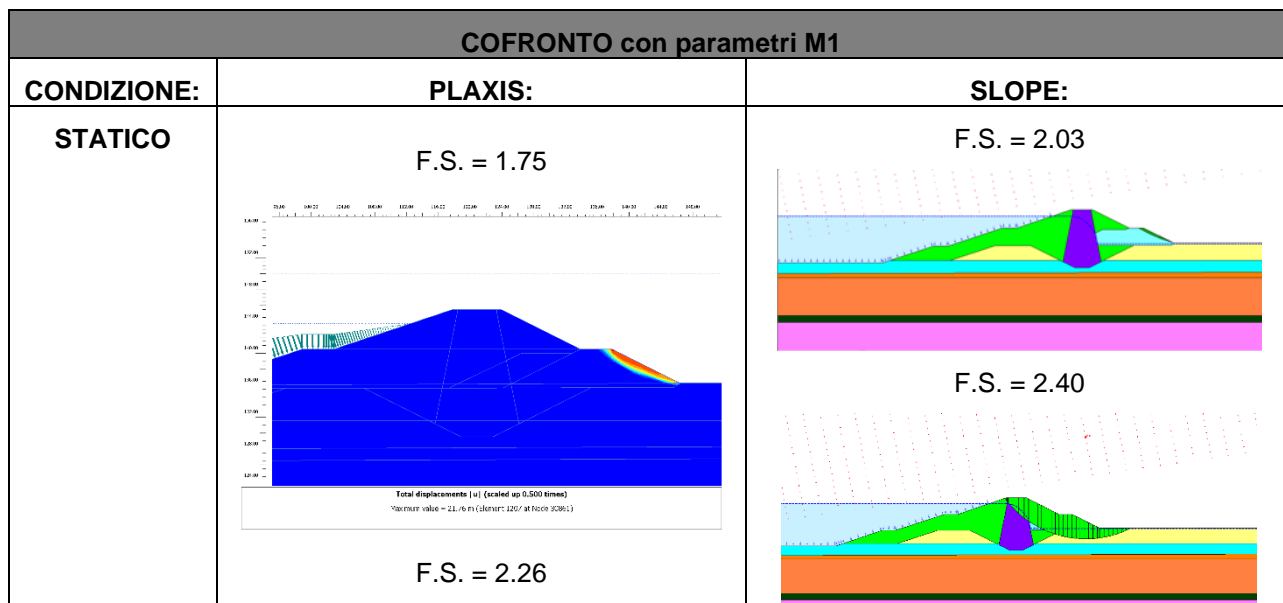
COFRONTO con parametri M2		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S.=1.35 	F.S.=1.586 
	F.S.=2.15 	F.S.=2.20 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S.=1.13 	F.S.=1.17 

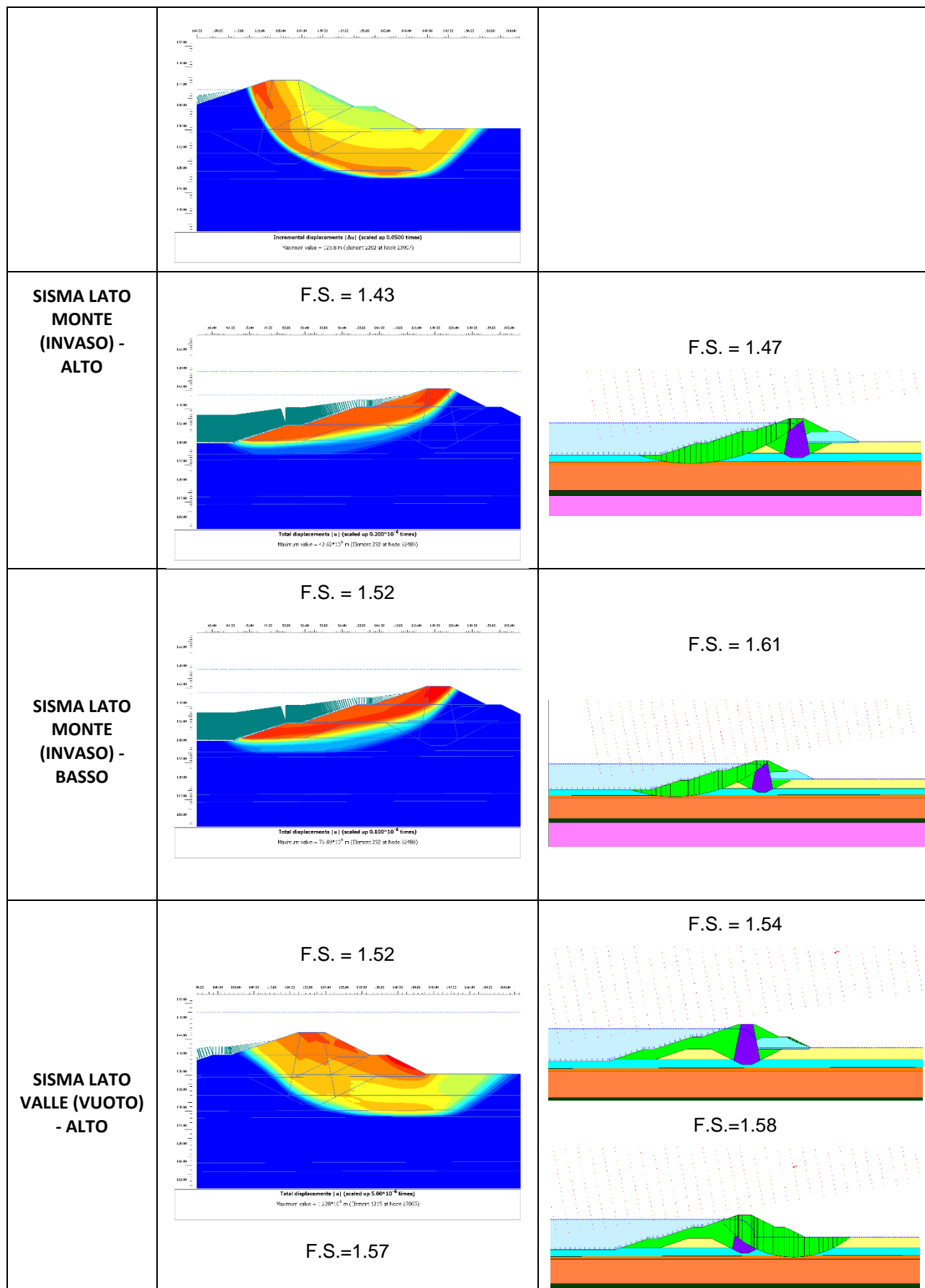
	 <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.500*10⁻⁶ times) Maximum value = 15.47*10⁻⁶ m (Element 232 at Node 32489)</p>	
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>F.S.=1.19</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.500*10⁻⁶ times) Maximum value = 15.44*10⁻⁶ m (Element 239 at Node 32491)</p>	<p>F.S.=1.28</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S.=1.15</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.500*10⁻⁶ times) Maximum value = 8.420*10⁻⁶ m (Element 1210 at Node 27965)</p> <p>F.S.=1.21</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.500 times) Maximum value = 2.000*10⁻⁶ m (Element 2375 at Node 25132)</p>	<p>F.S.=1.20</p>  <p>F.S.=1.267</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>F.S.=1.21</p>	<p>F.S.=1.22</p>

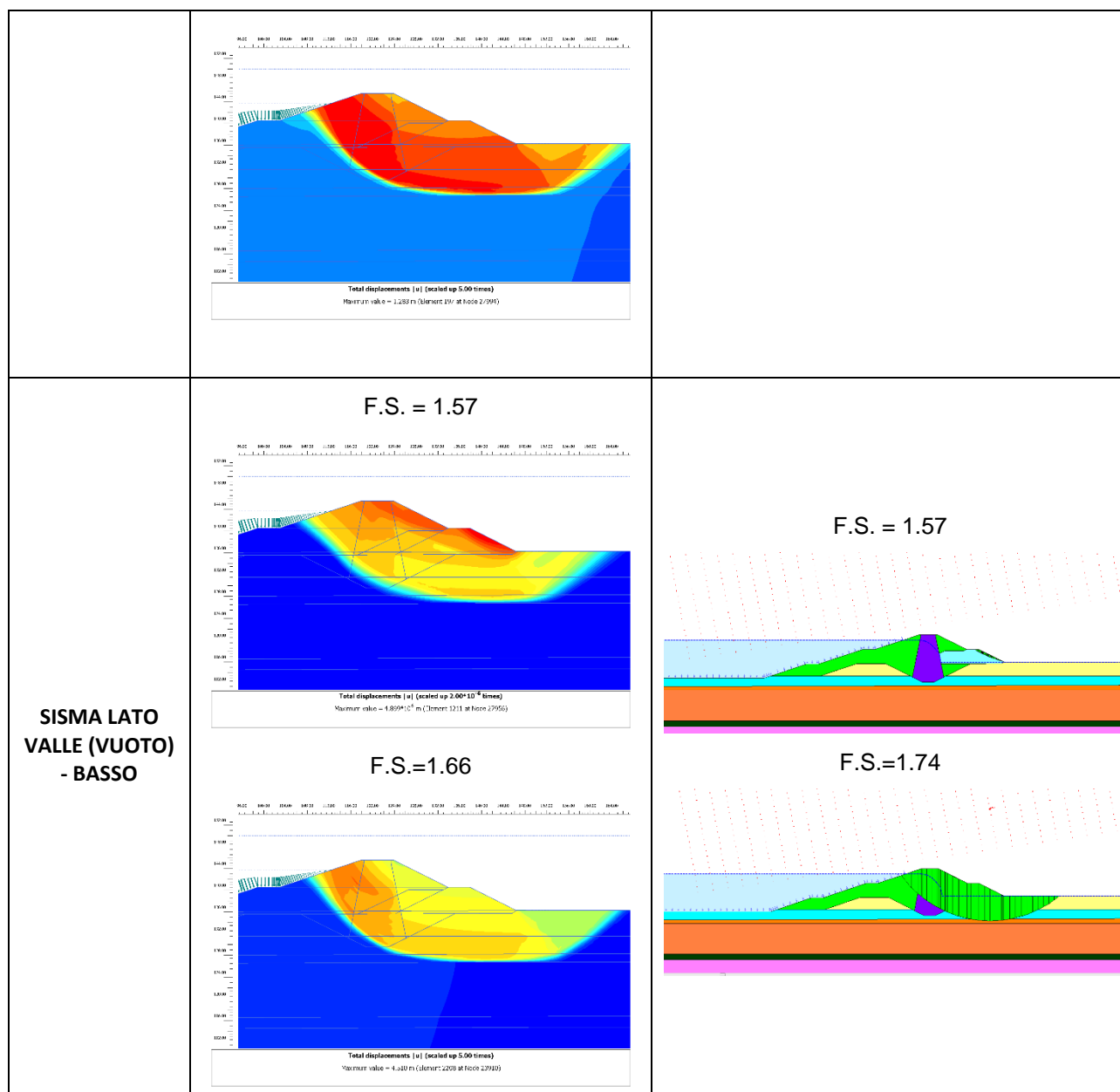


5.4.4.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 3

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 3 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.







Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.5. Sezione 3 – verifiche in condizioni di rapido svaso

Si ritiene opportuno, essendo la sezione più gravosa dal punto di vista della stabilità dei rilevati in condizioni statiche, effettuare una verifica di stabilità globale per la Sezione 3 in condizioni di rapido svaso.

Al fine di simulare la condizione di “rapido svaso”, si studia una condizione estremamente conservativa, ovvero si impone il livello di falda a valle dell’opera (lato invaso) a piano campagna, coincidente con il pendio del rilevato arginale stesso. Il livello di falda all’interno del nucleo argilloso è stato valutato tramite una analisi di filtrazione in

regime stazionario. Con queste condizioni al contorno si trascura l'azione favorevole del peso dell'acqua alla stabilità globale, mentre si considerano le pressioni idrauliche all'interno del corpo del rilevato.

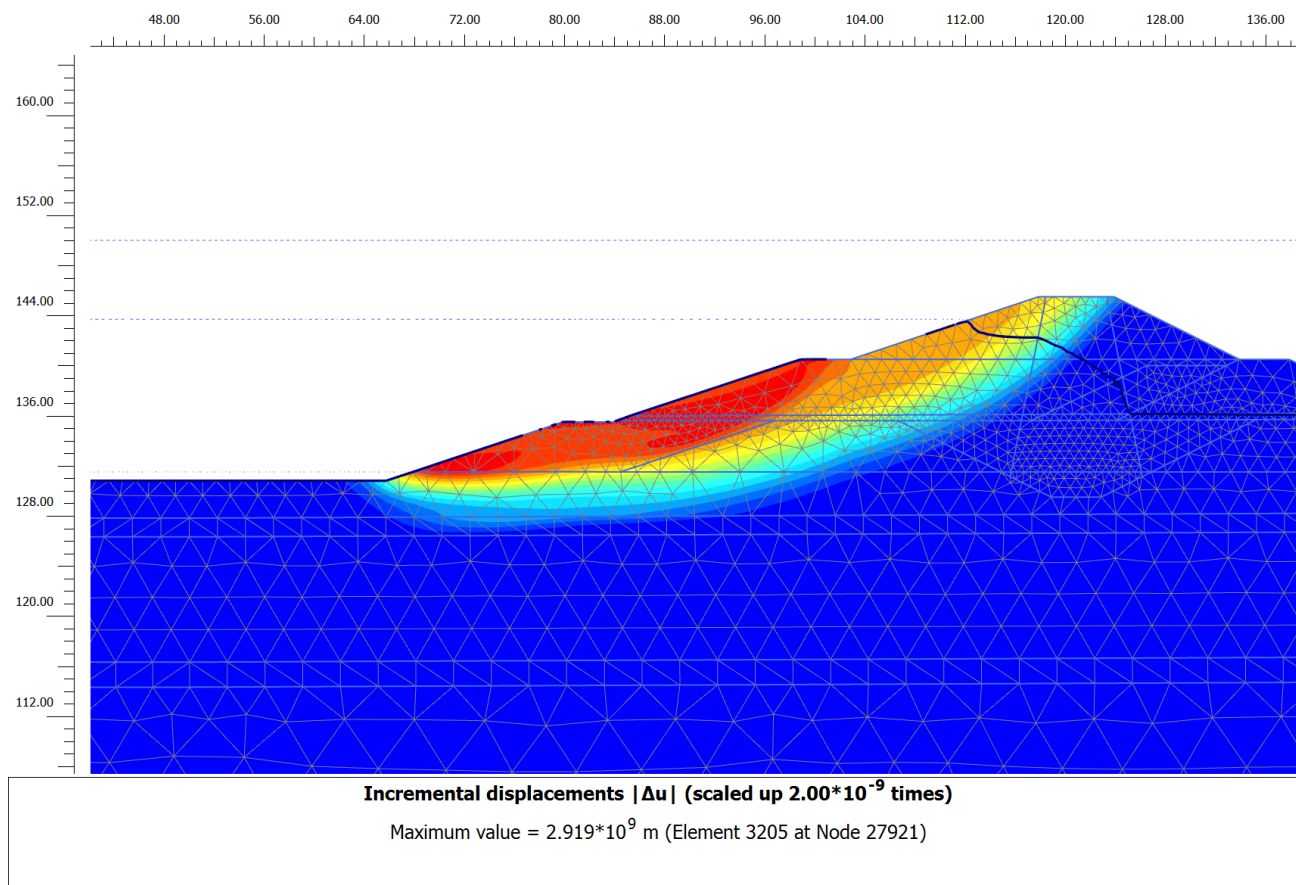


Figura 136 – verifica di stabilità del rilevato arginale in condizioni di rapido svasso (falda coincidente con il p.c.) – Sezione 3
 Il fattore di sicurezza che si ricava da tale analisi risulta inferiore a quello derivato dall'analisi con vasca piena, e risulta essere pari a 1.16.

La verifica pertanto risulta essere soddisfatta poiché superiore al valore di 1.1.

5.4.6. Sezione 4

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 4 in condizioni sia statiche che sismiche.

5.4.6.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 4

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

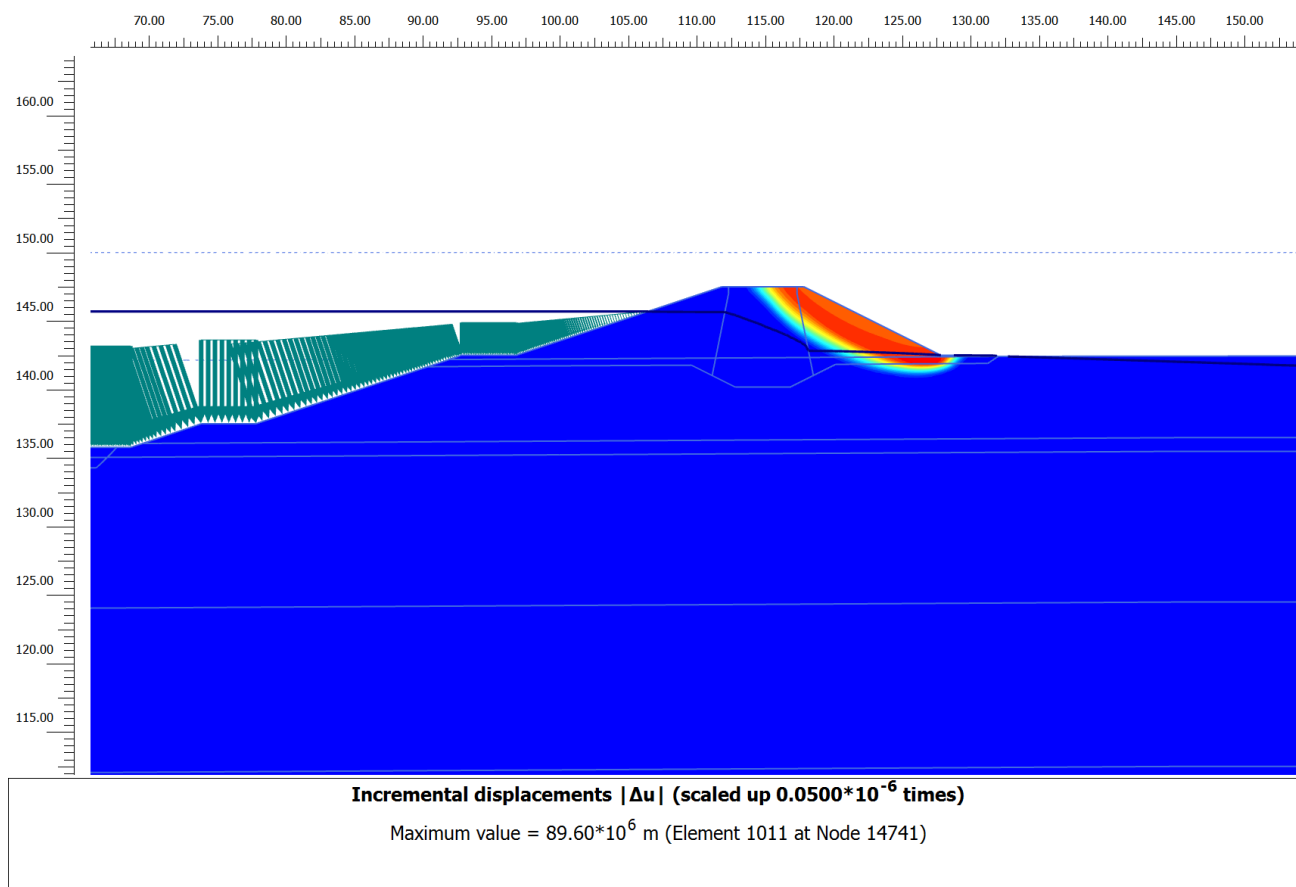


Figura 137 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 4 (F.S.=1.50)

Tabella 222 – Verifica alla stabilità globale Sezione 4 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 4	Statiche	1.50

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.6.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 4

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

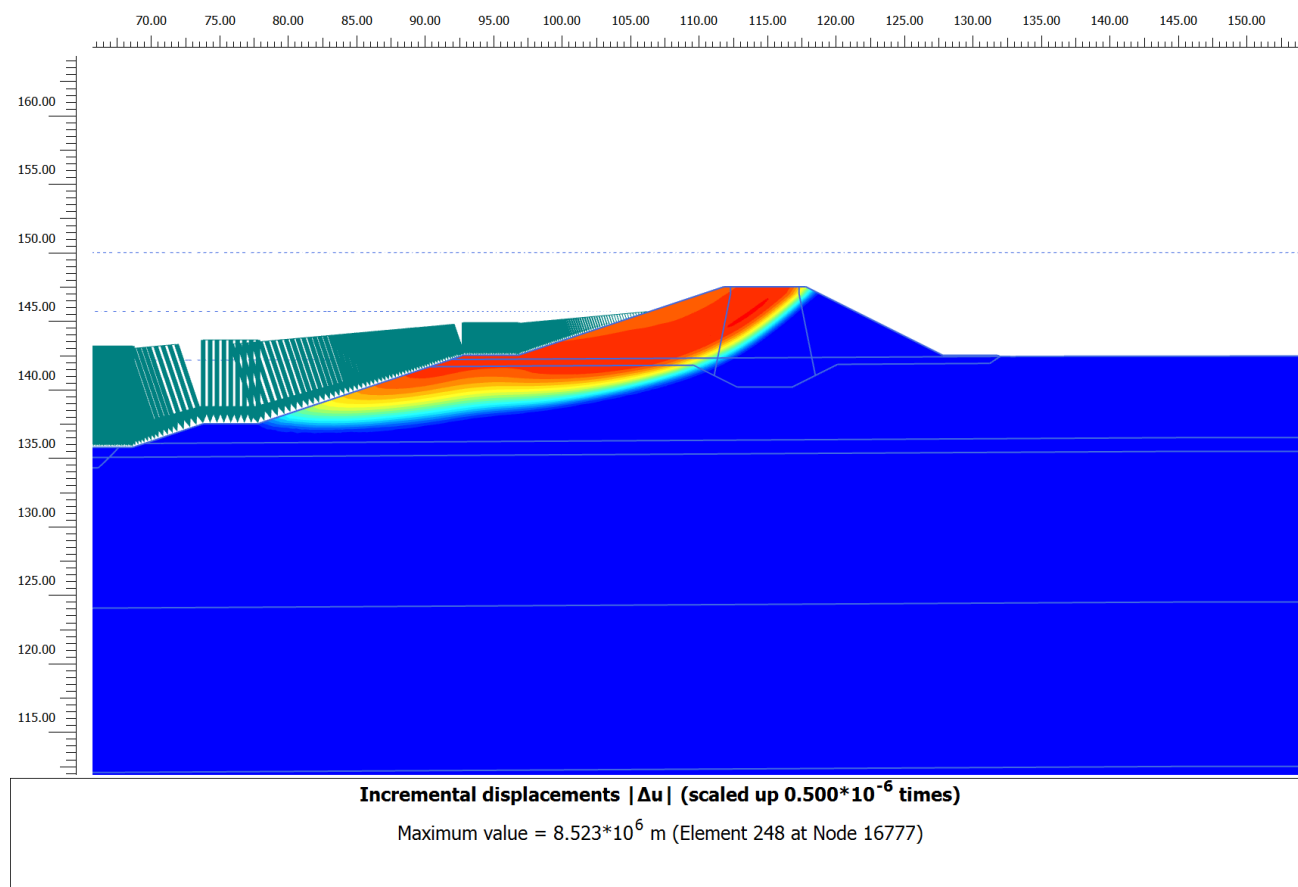


Figura 138 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 4 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.126)

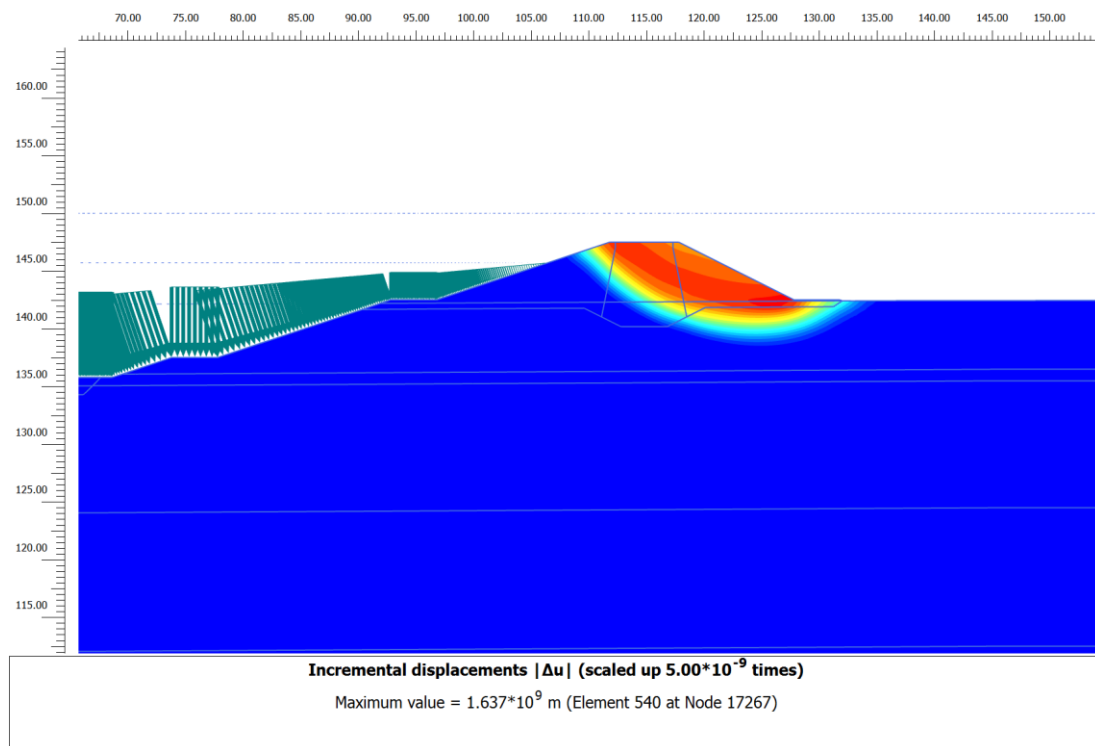


Figura 139 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 4 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.= 1.21)

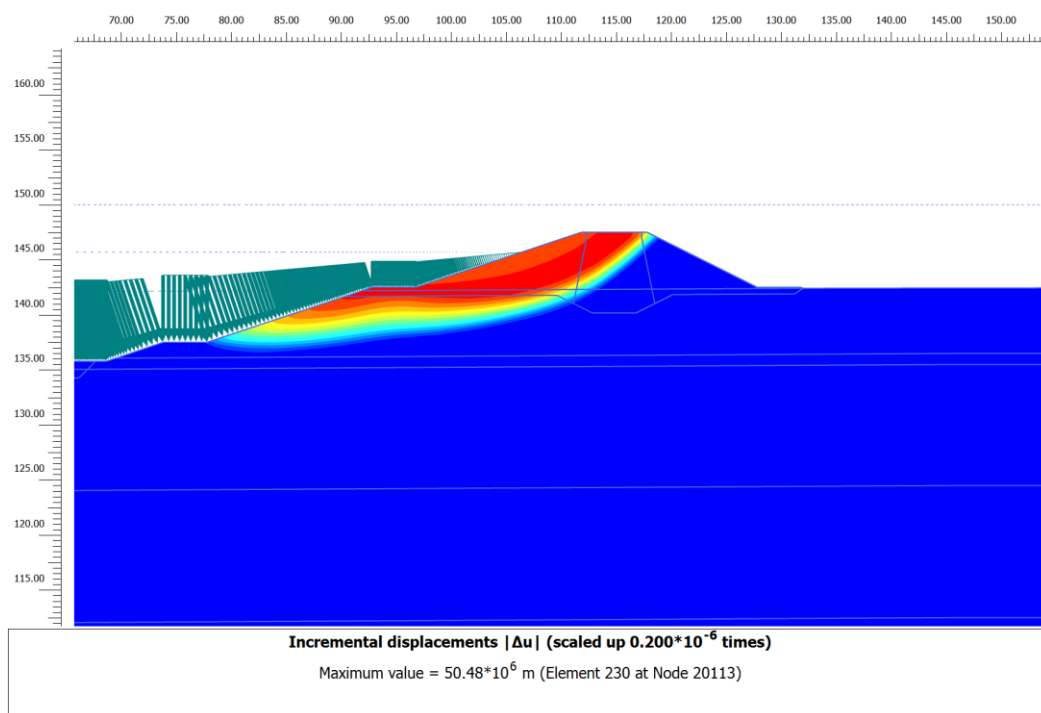


Figura 140 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 4 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.20)

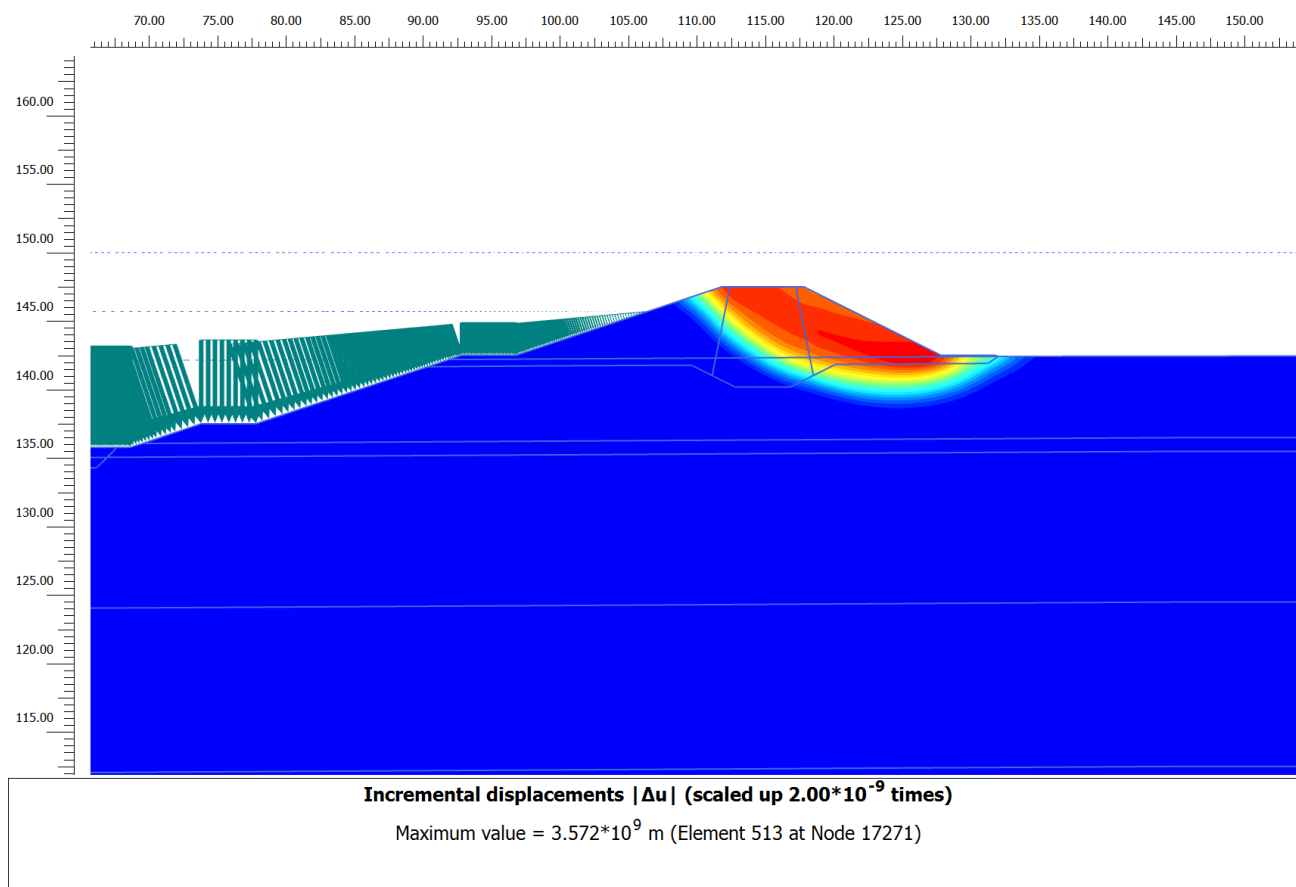


Figura 141 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 4 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso (F.S.= 1.24)

Tabella 223 – Verifica alla stabilità globale Sezione 4 in condizioni statiche

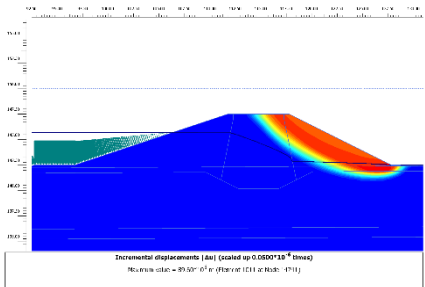
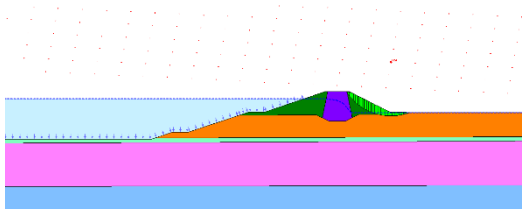
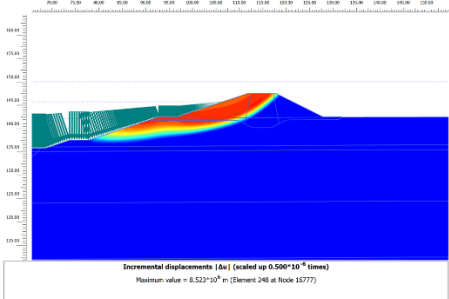
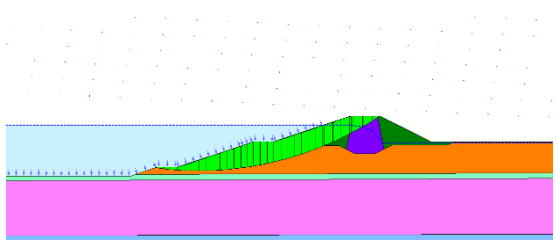
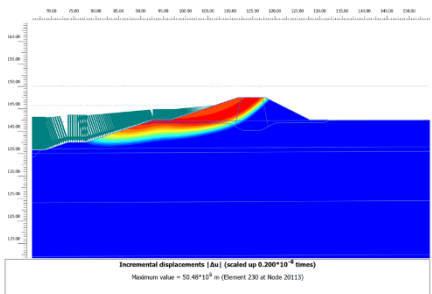
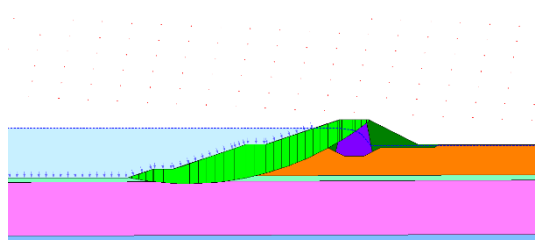
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 4	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.13
Sezione 4	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.21
Sezione 4	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.20

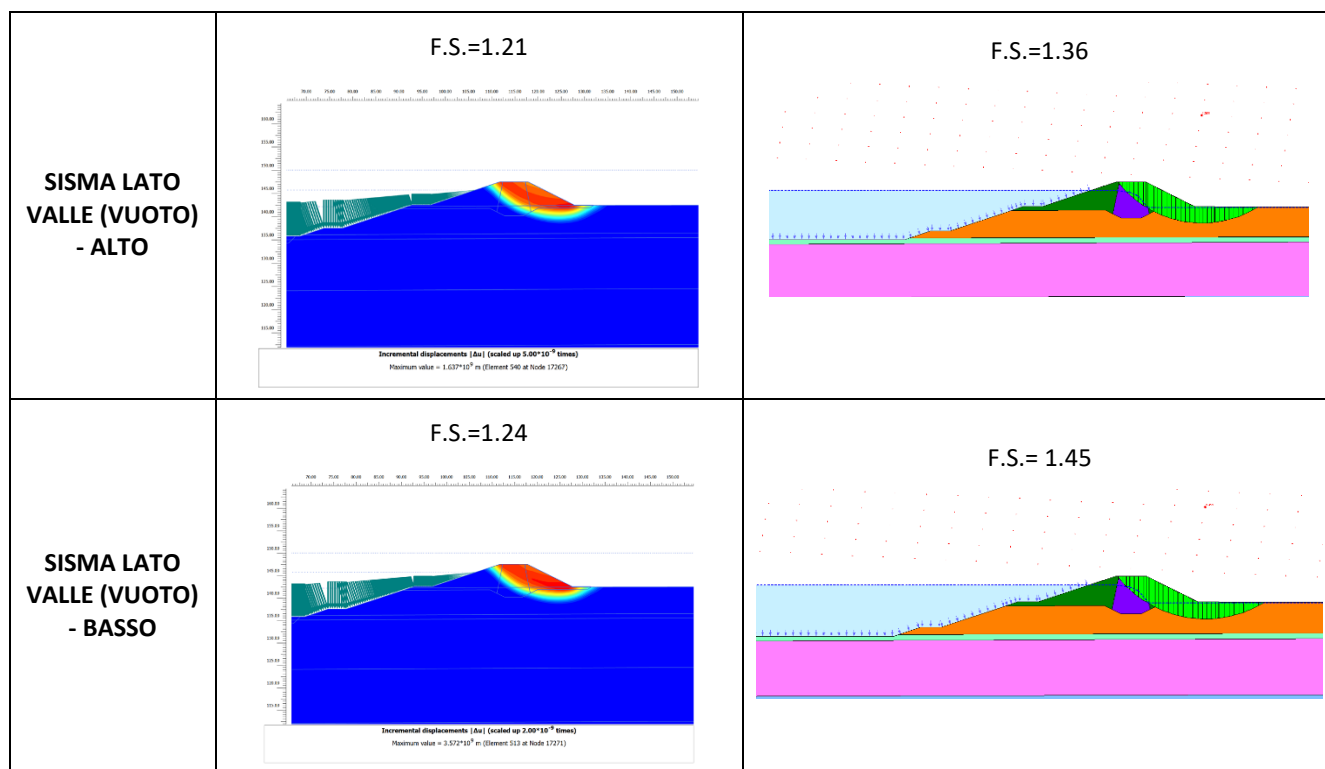
Sezione 4	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.24
-----------	---	------

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.6.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 4

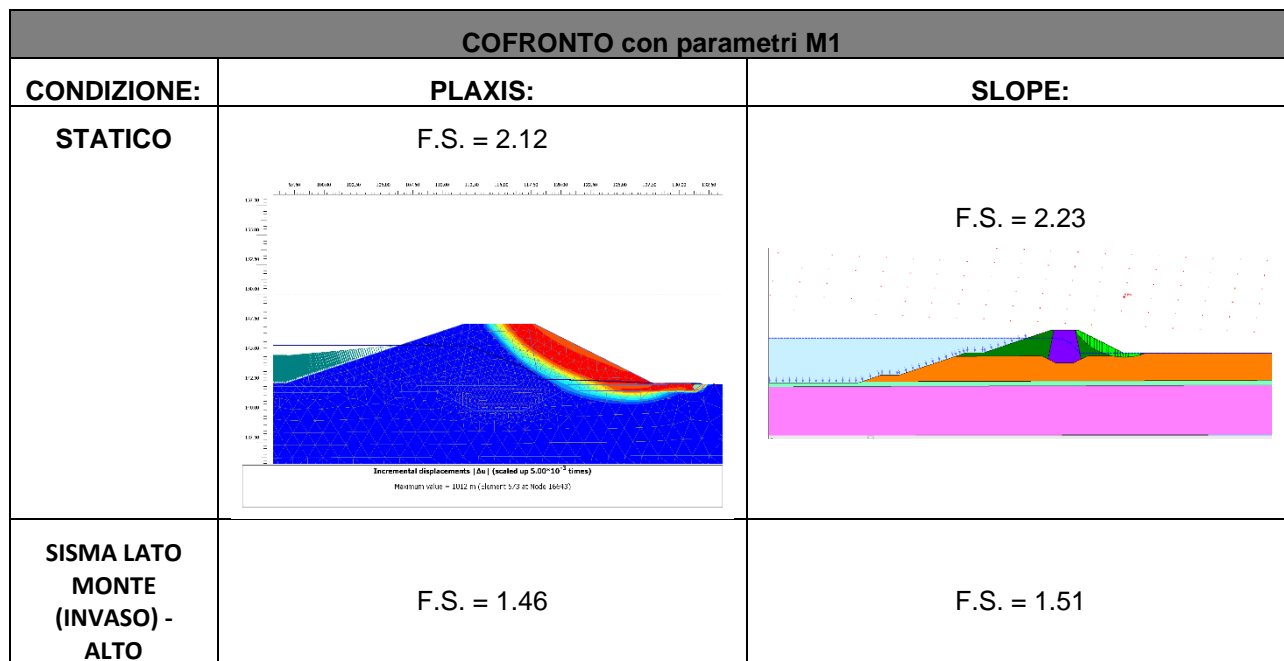
Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

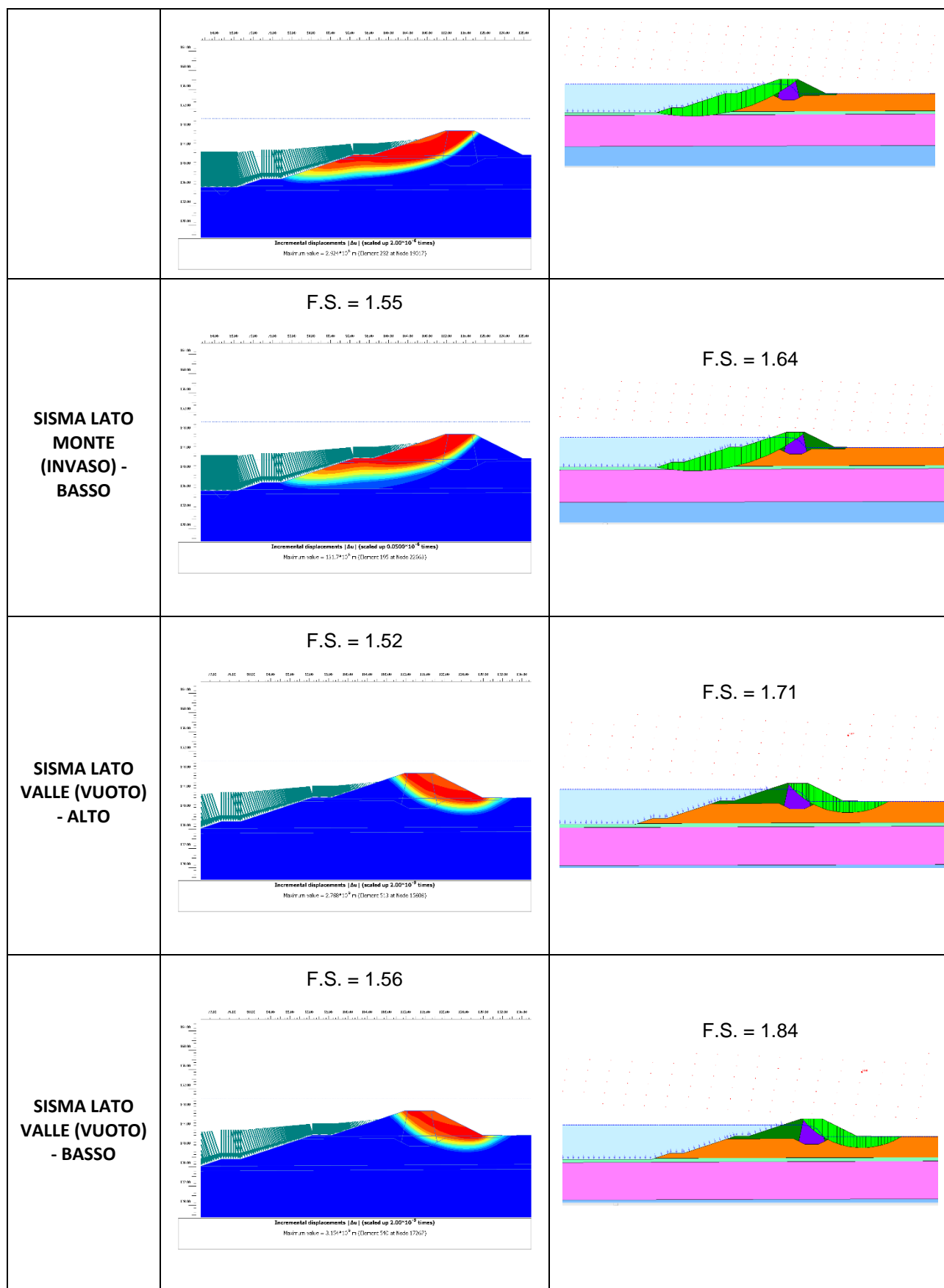
COFRONTO con parametri M2		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S.=1.50 	F.S.=1.75 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S.=1.13 	F.S.=1.19 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	F.S.=1.20 	F.S.=1.31 



5.4.6.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 4

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 4 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.





Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.7. Sezione 5

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 5 in condizioni sia statiche che sismiche.

5.4.7.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 5

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

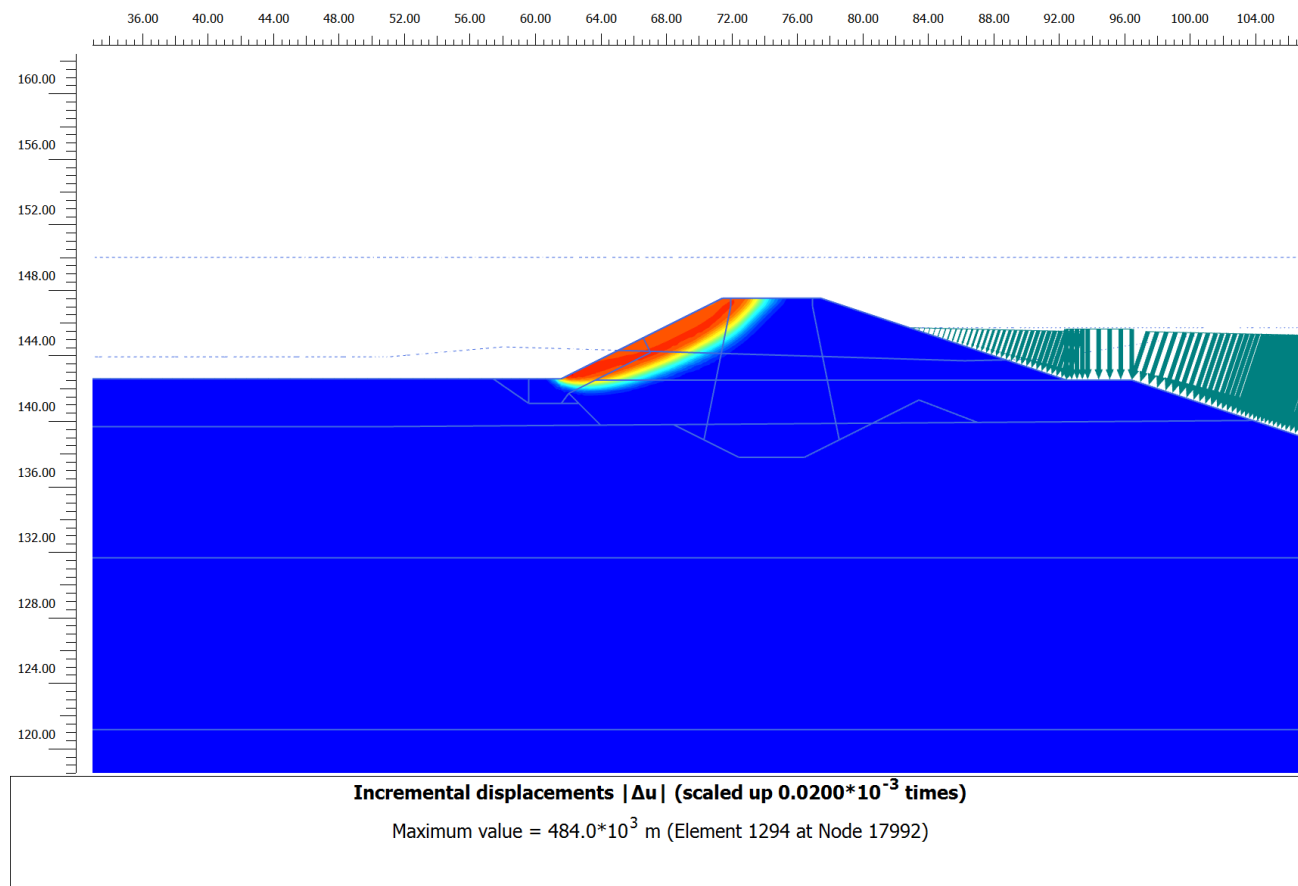


Figura 142 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 5

Tabella 224 – Verifica alla stabilità globale Sezione 5 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 5	Statiche	1.64

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.7.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 5

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

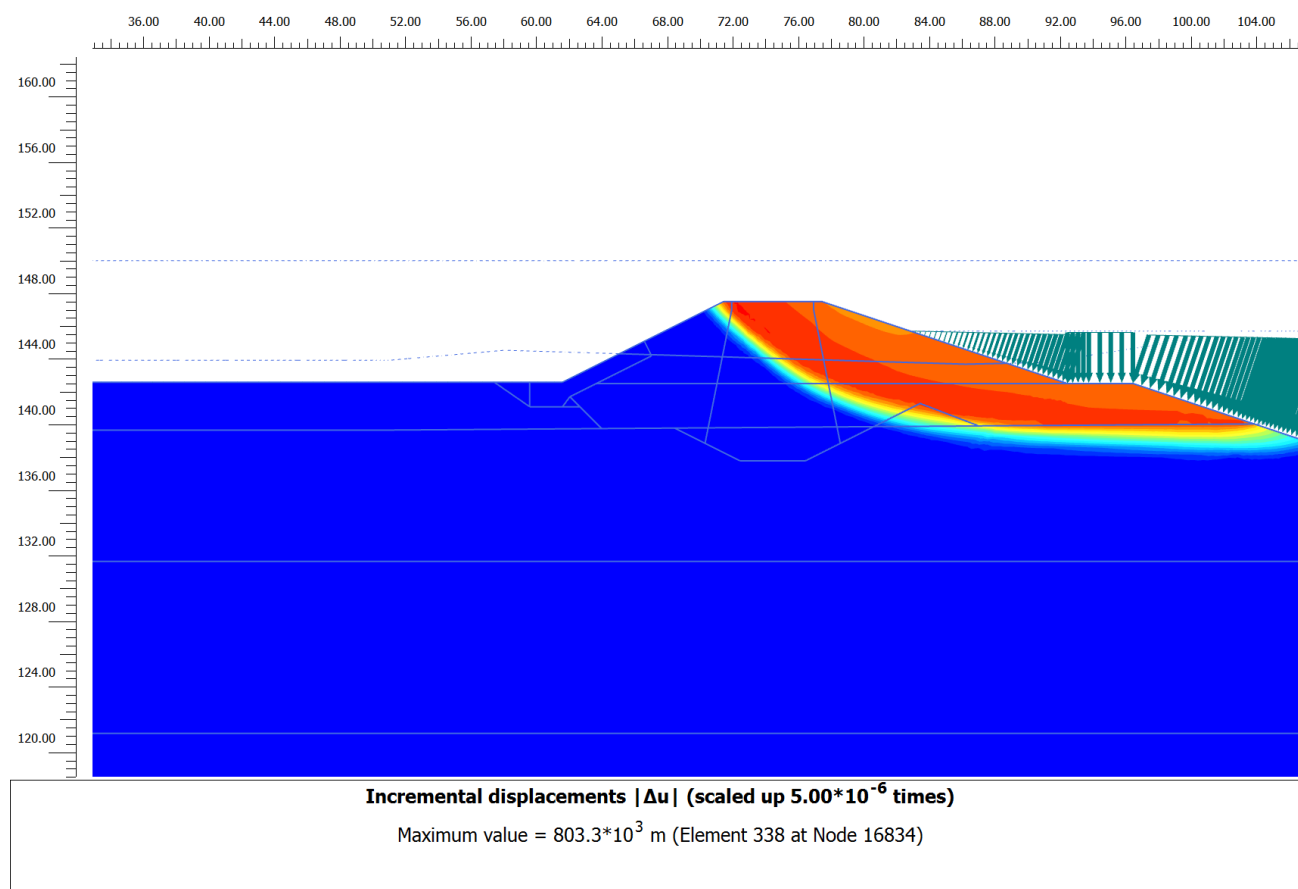


Figura 143 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 5 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.= 1.24)

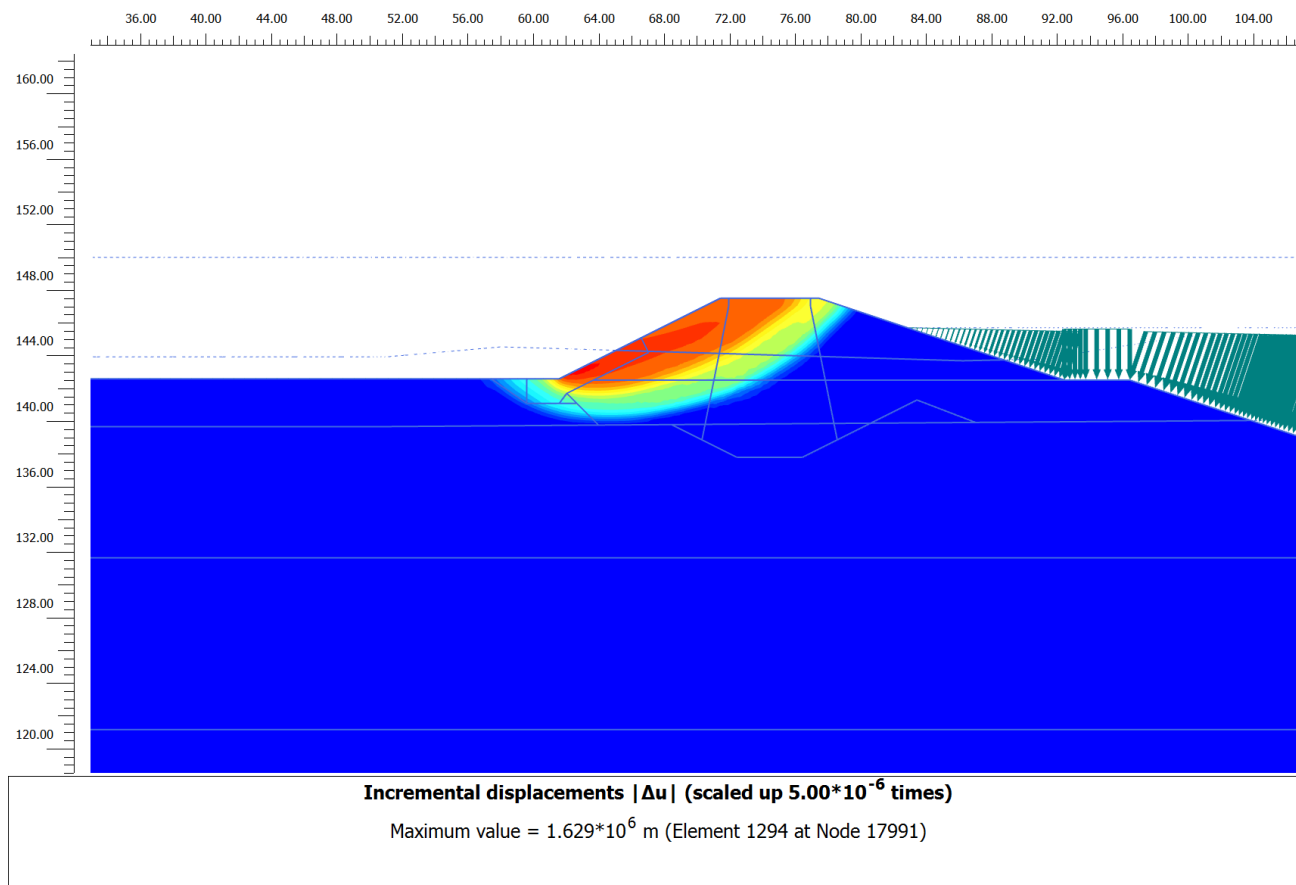


Figura 144 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 5 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.27)

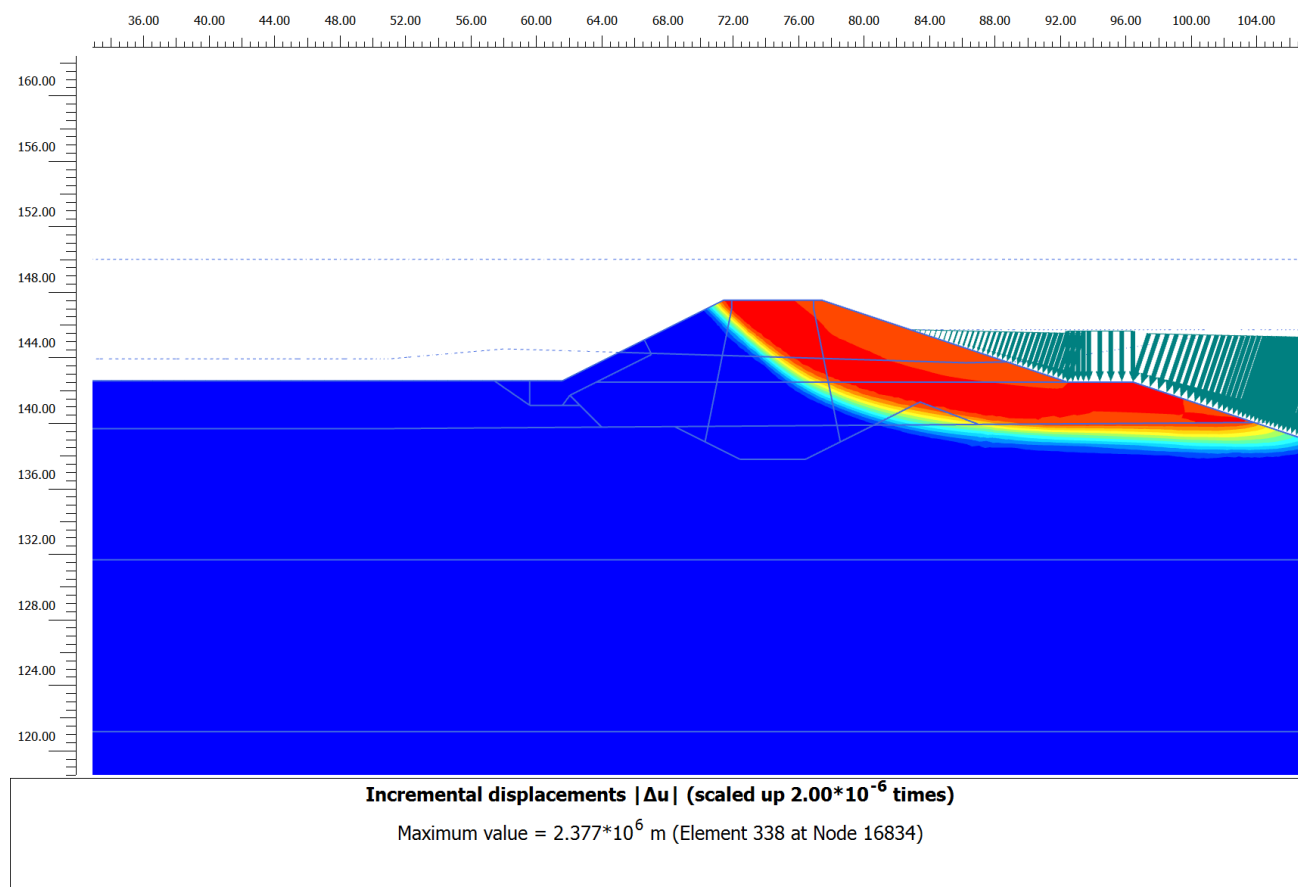


Figura 145 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 5 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.31)

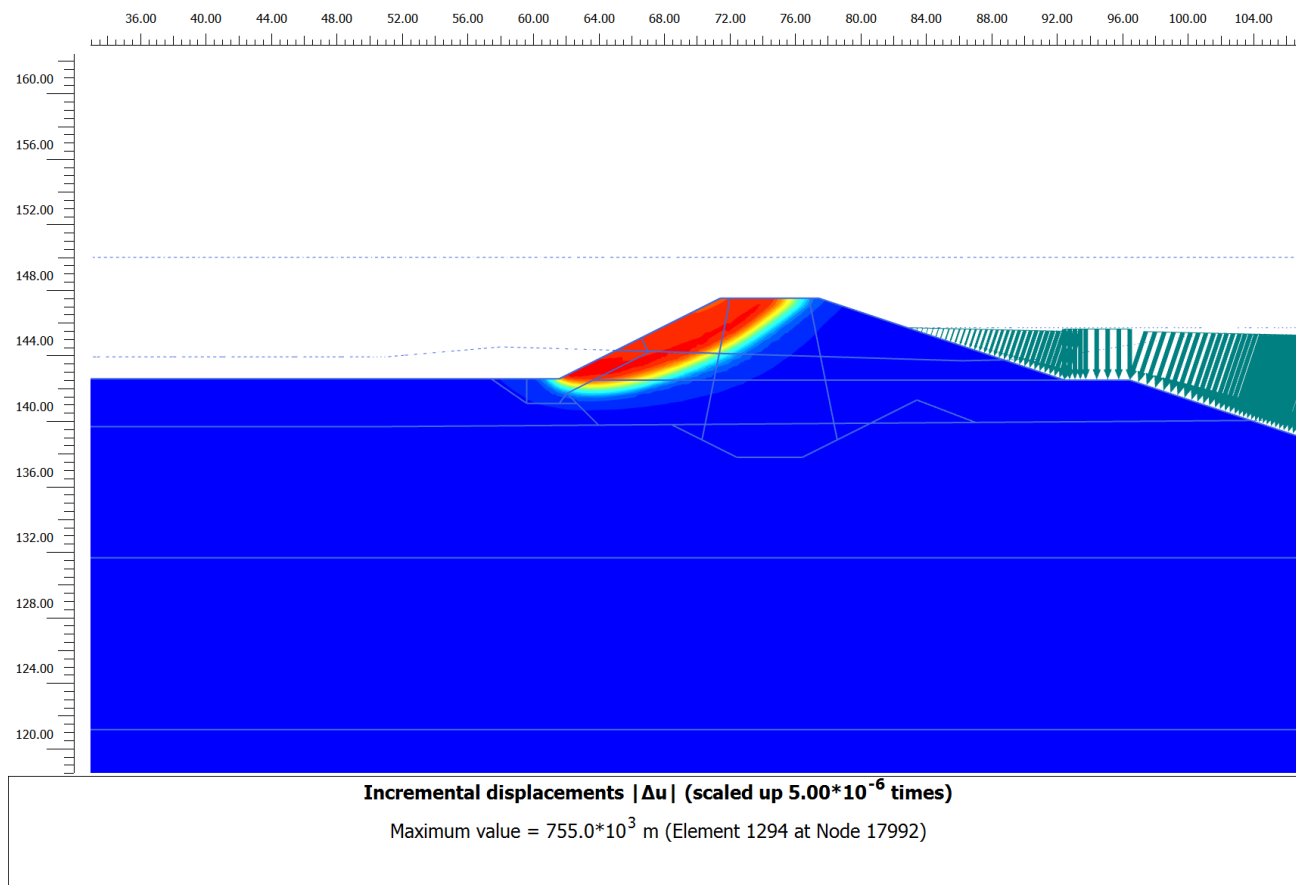


Figura 146 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 5 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.28)

Tabella 225 – Verifica alla stabilità globale Sezione 5 in condizioni statiche

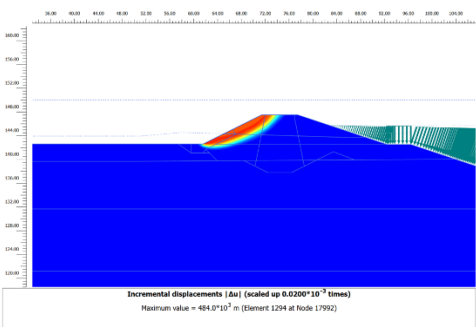
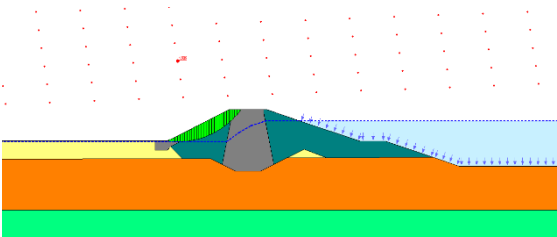
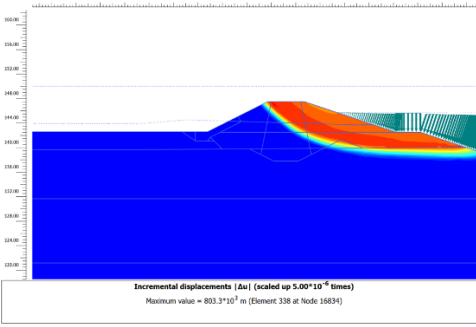
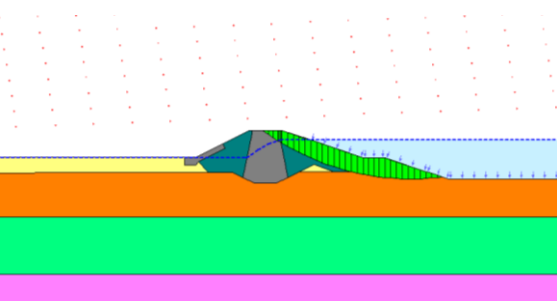
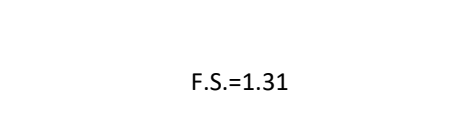
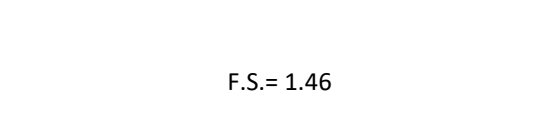
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 5	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.24
Sezione 5	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.27
Sezione 5	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.31

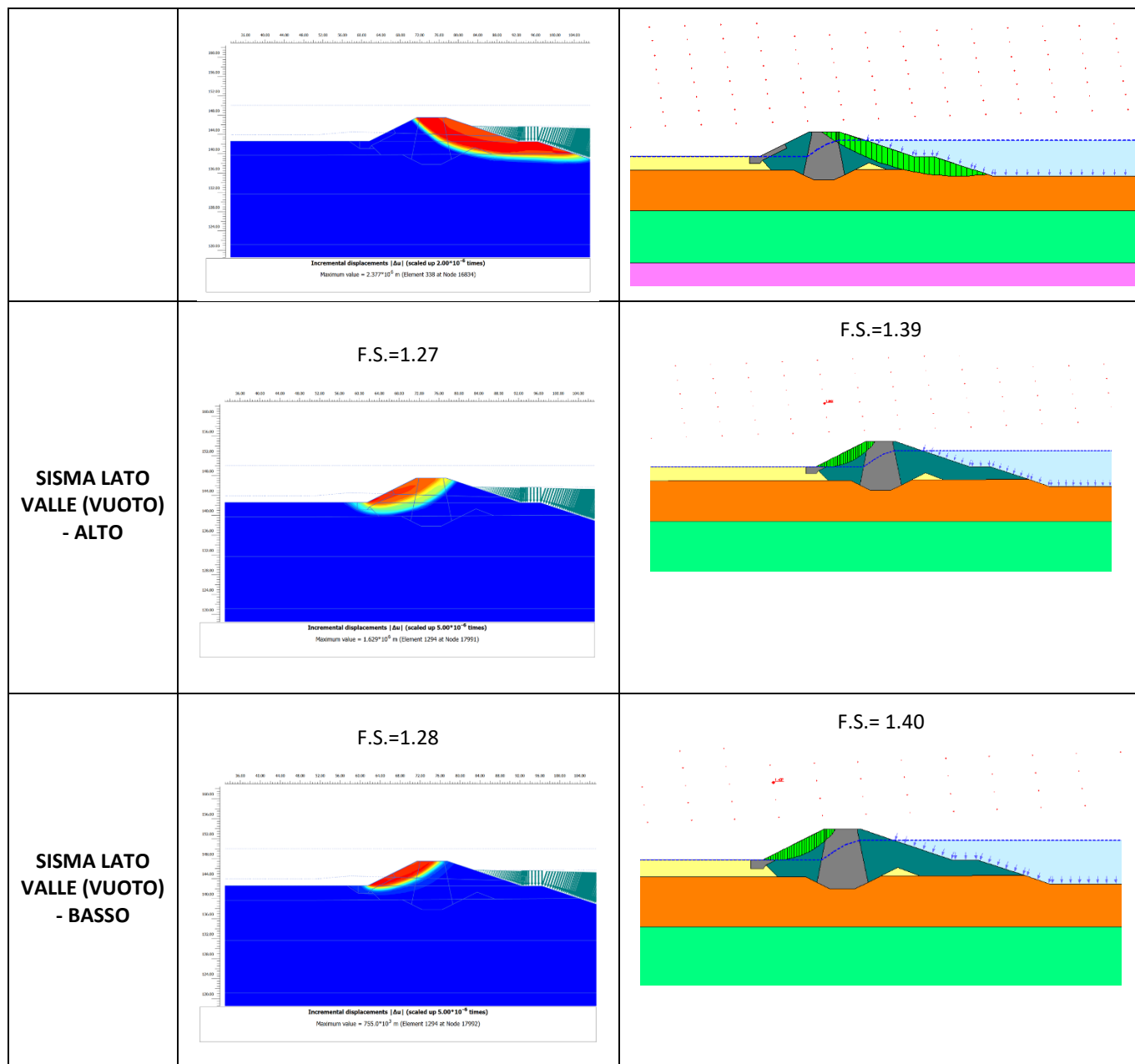
Sezione 5	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.28
-----------	---	------

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.7.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 5

Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

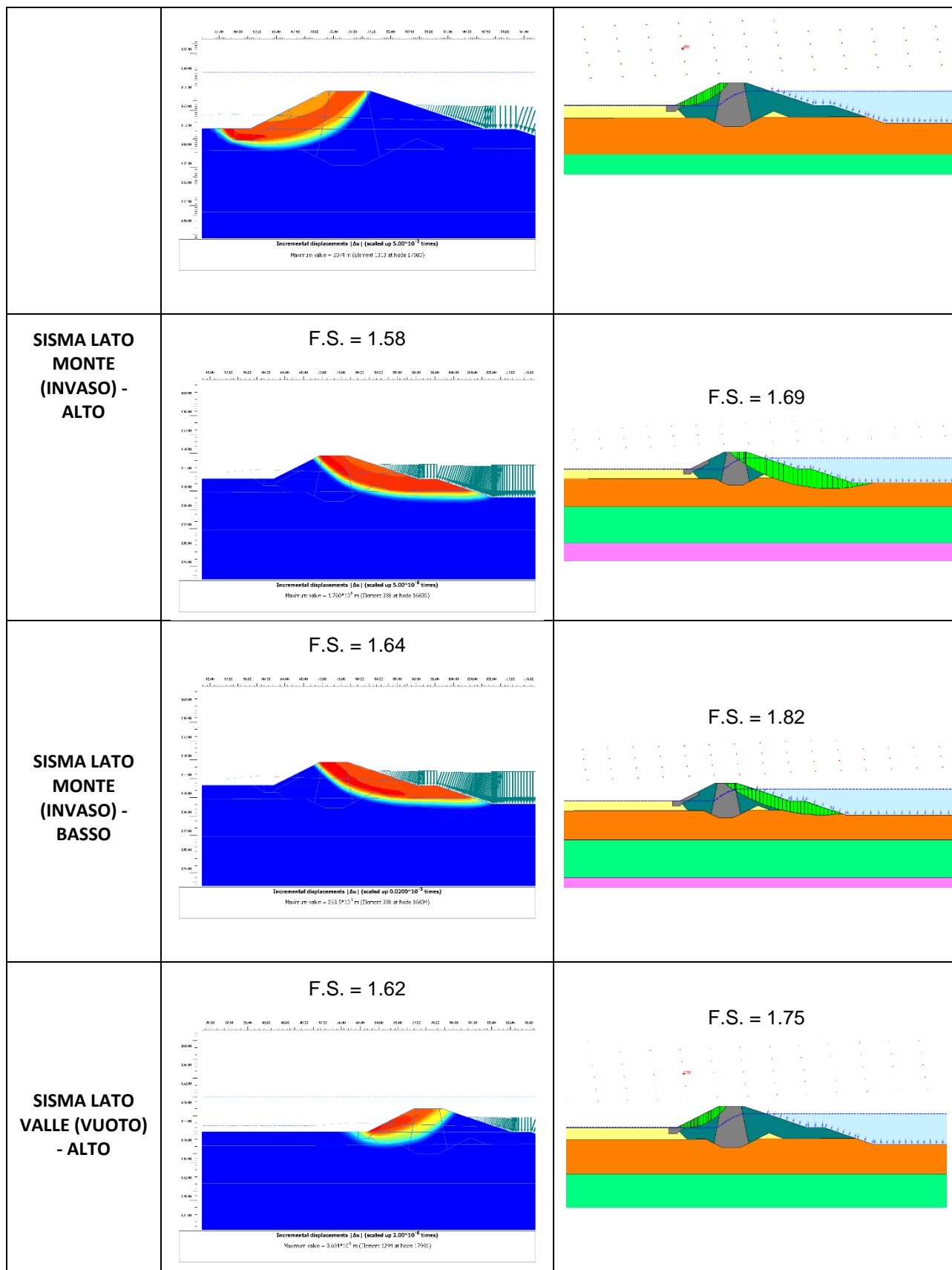
COFRONTO con parametri M2		
CONDIZIONE :	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S.=1.64 	F.S.=1.80 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S.=1.24 	F.S.=1.36 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	F.S.=1.31 	F.S.= 1.46 

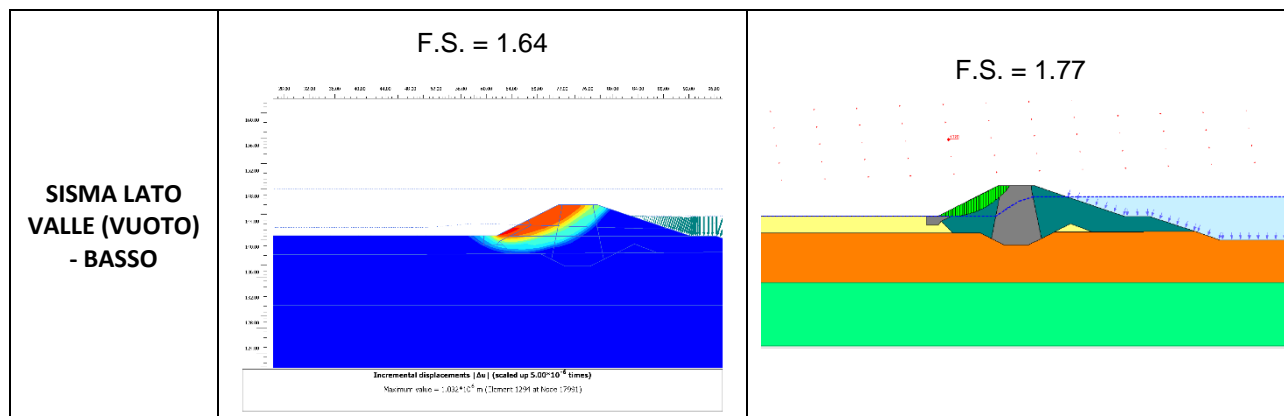


5.4.7.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 5

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 5 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S. = 2.25	F.S. = 2.27





Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.8. Sezione 6

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 6 in condizioni sia statiche che sismiche.

5.4.8.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 6

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

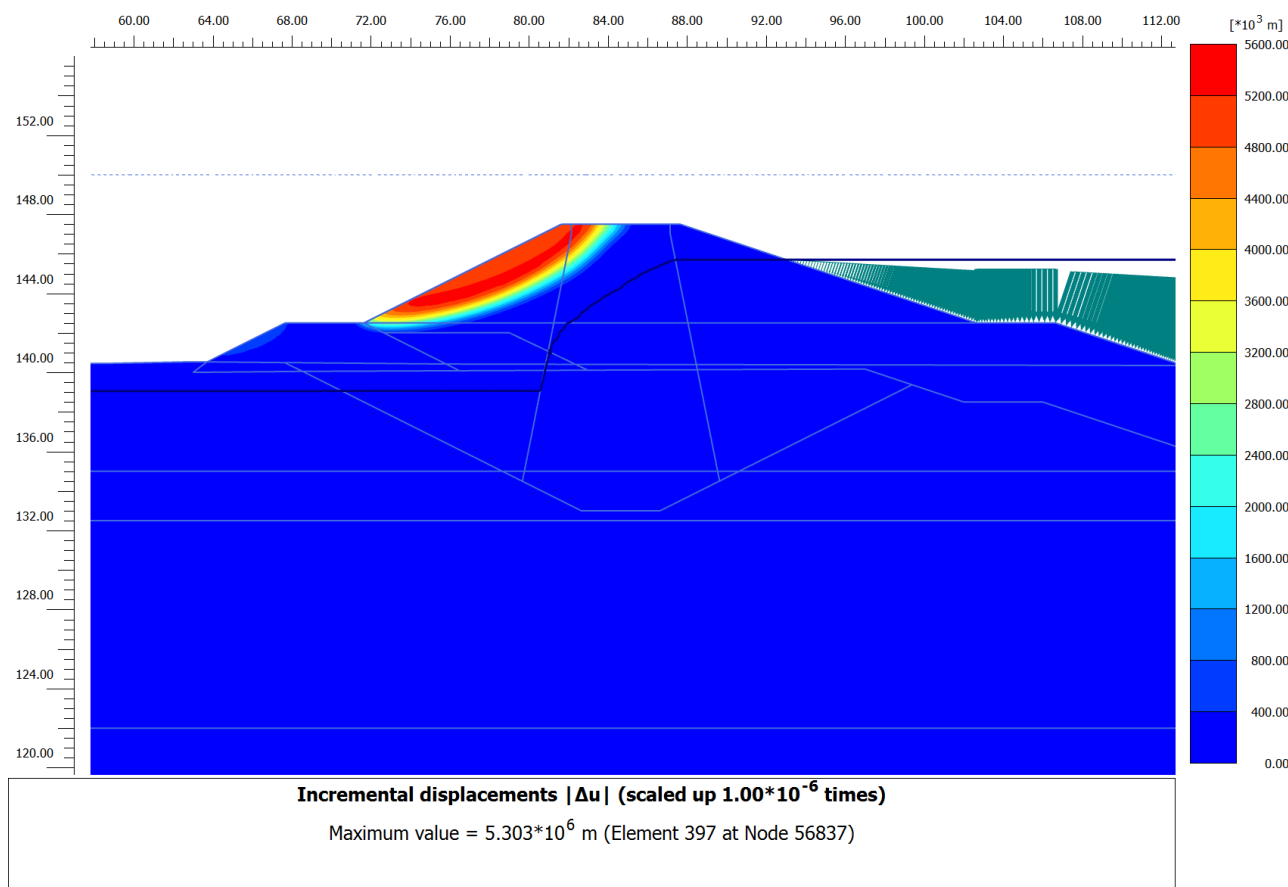


Figura 147 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 6 (F.S.=1.72)

Tabella 226 – Verifica alla stabilità globale Sezione 6 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 6	Statiche	1.72

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.8.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 6

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

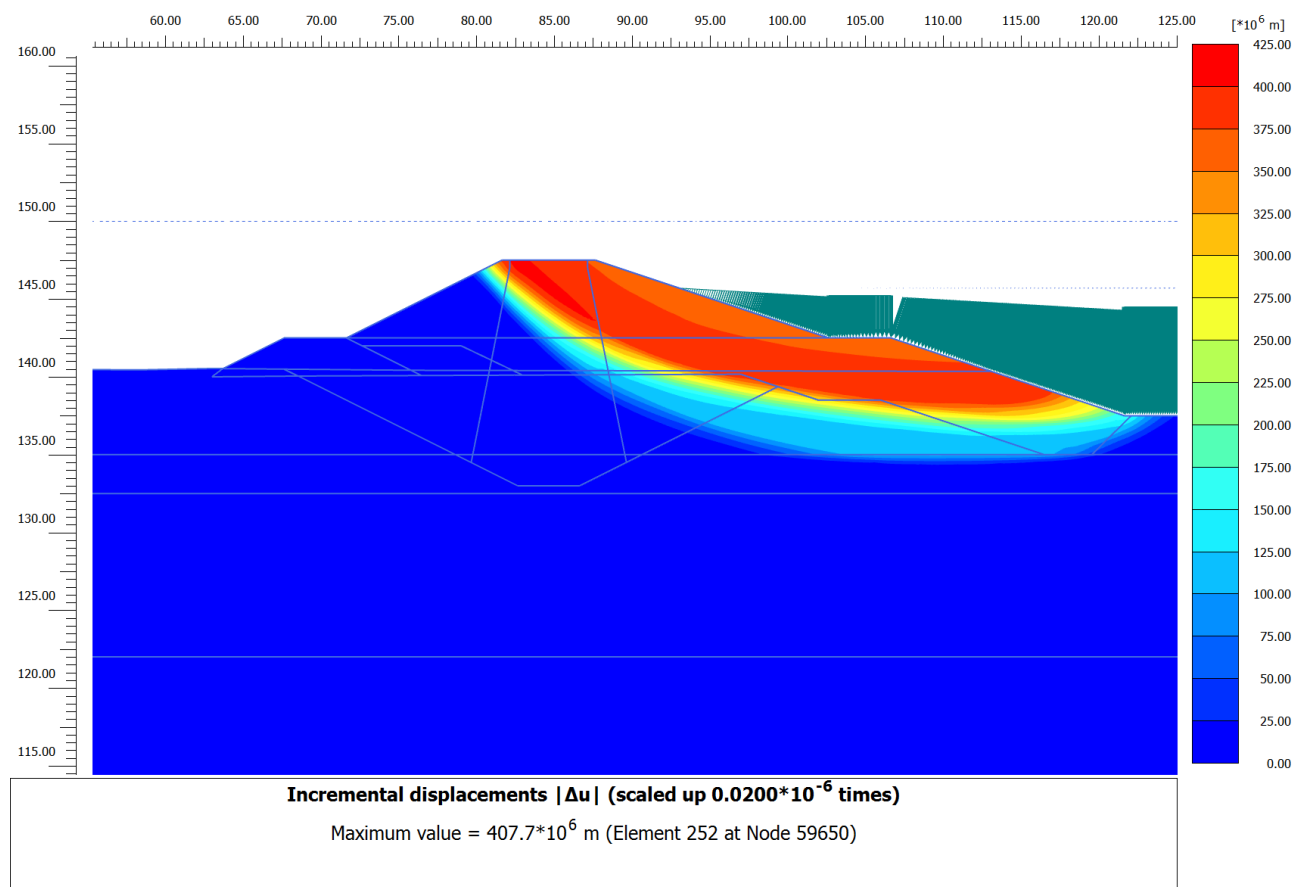


Figura 148 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 6 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.20)

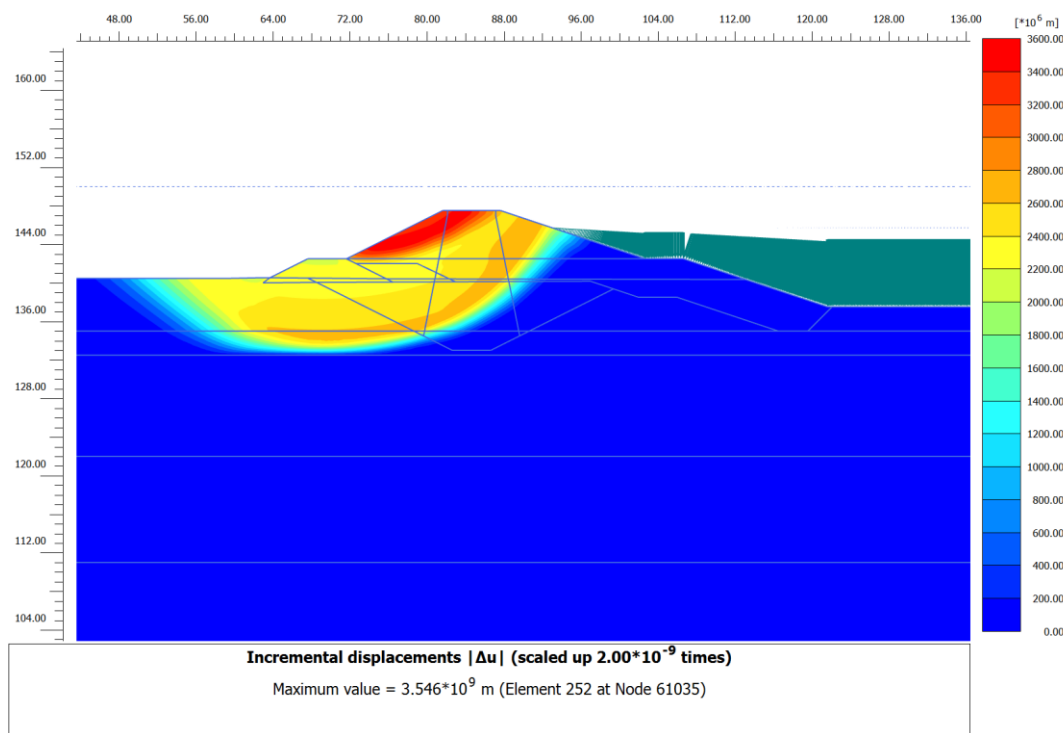


Figura 149 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 6 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.37)

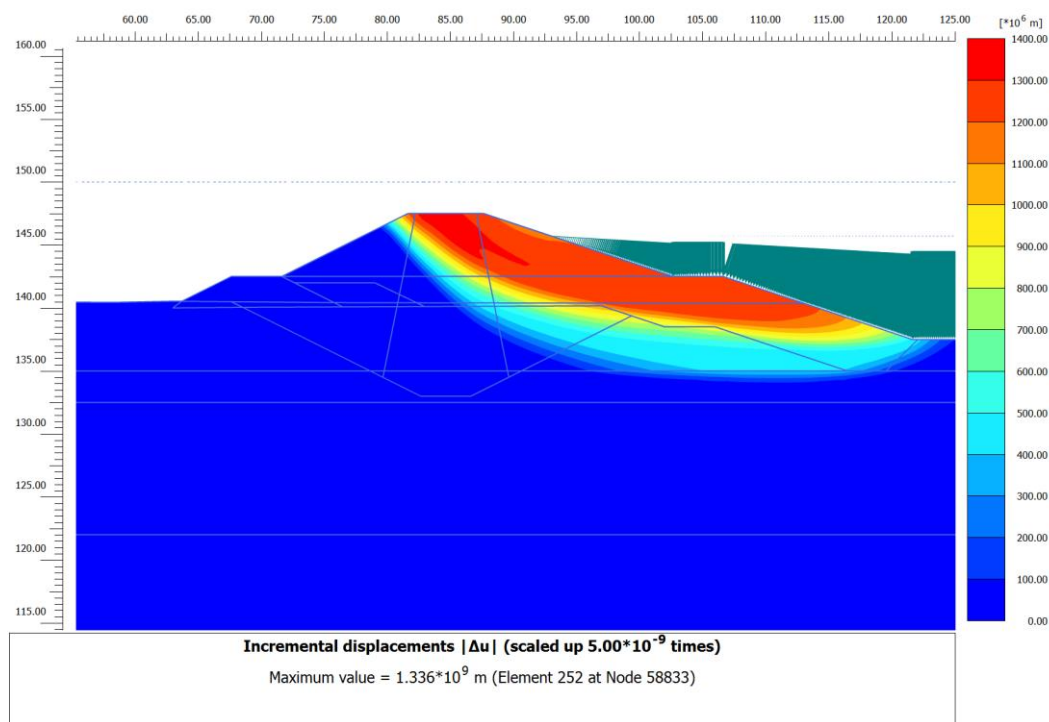


Figura 150 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 6 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.29)

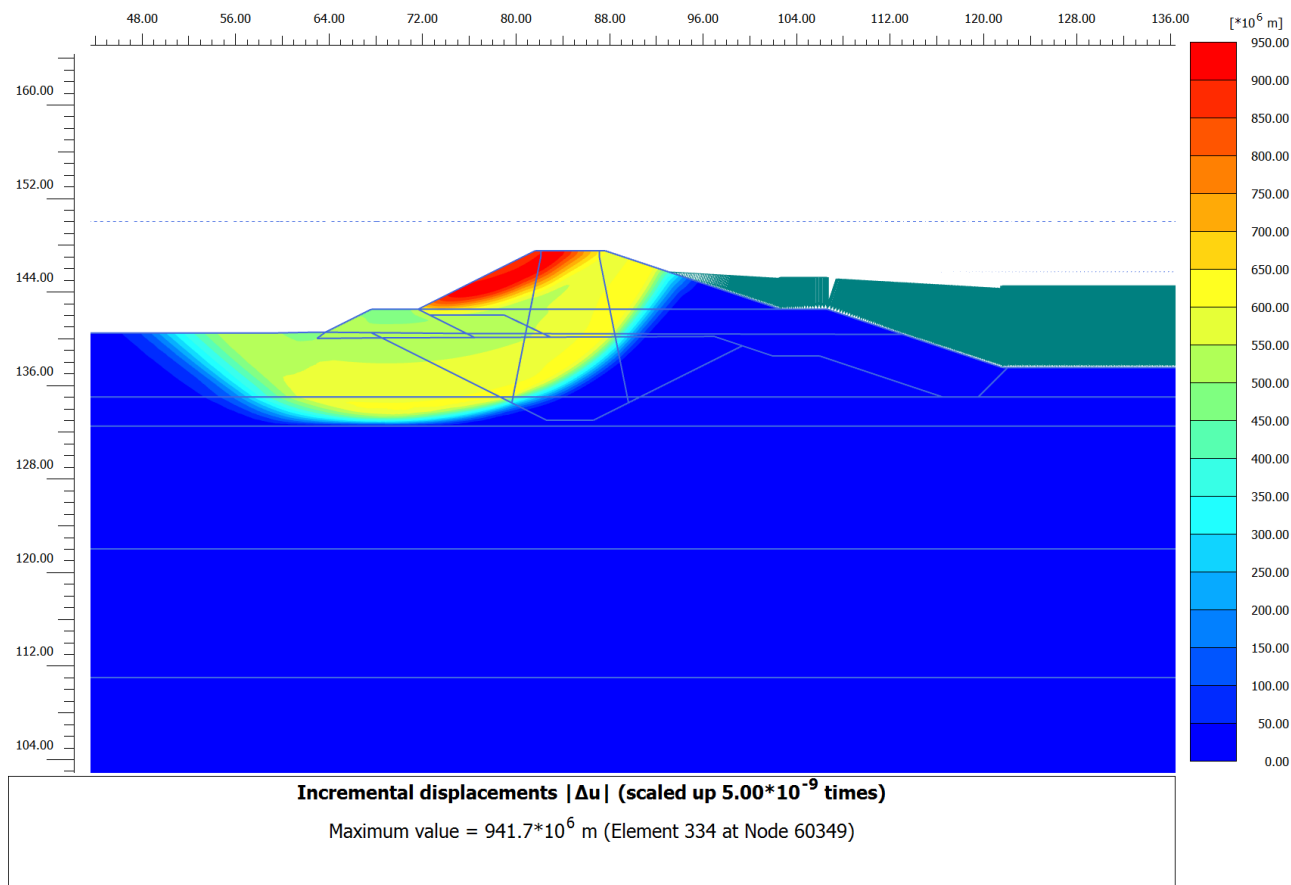


Figura 151 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 6 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.374)

Tabella 227 – Verifica alla stabilità globale Sezione 6 in condizioni statiche

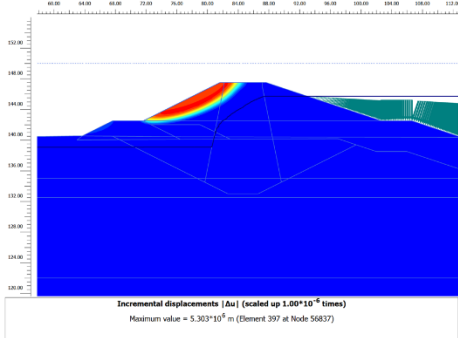
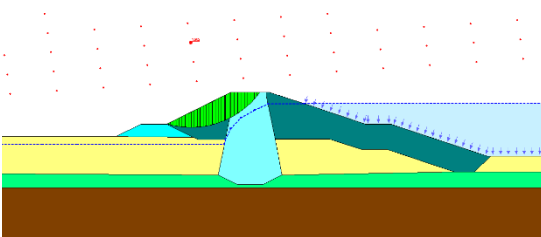
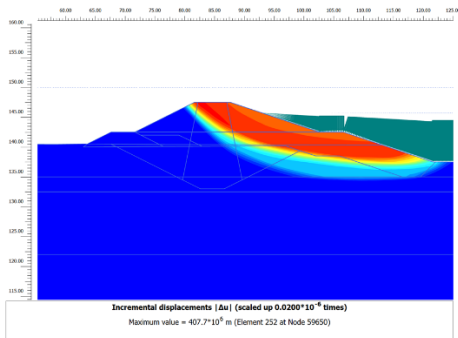
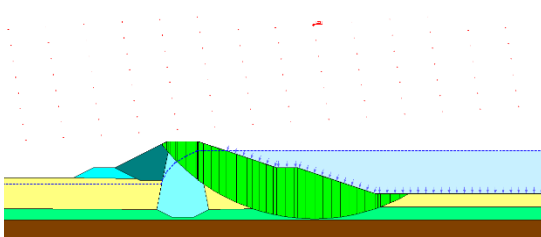
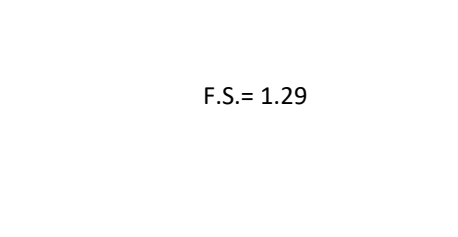
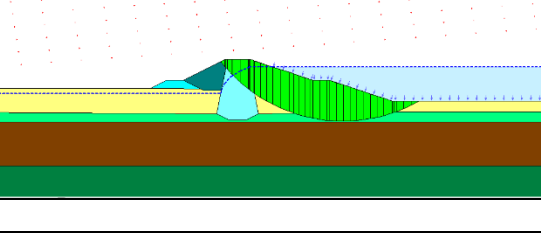
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 6	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.20
Sezione 6	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.37
Sezione 6	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.29

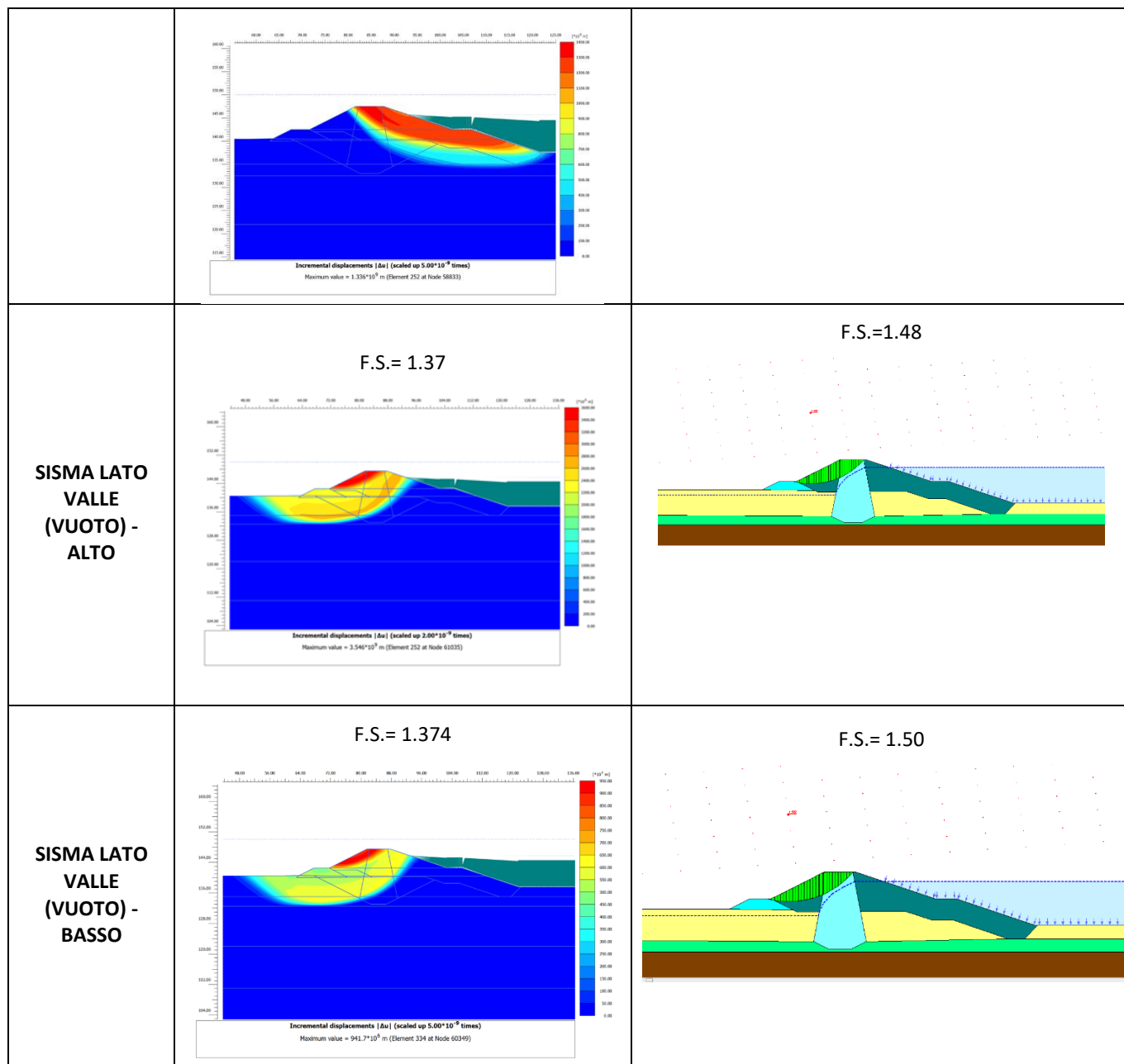
Sezione 6	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.374
-----------	---	-------

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.8.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 6

Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

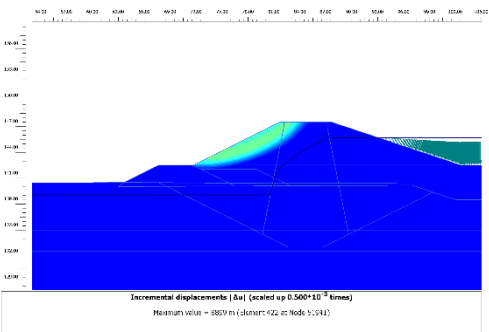
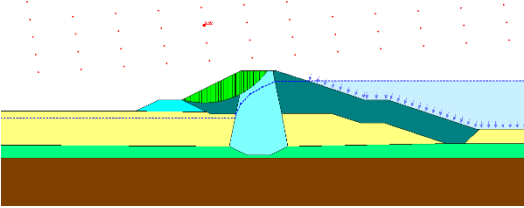
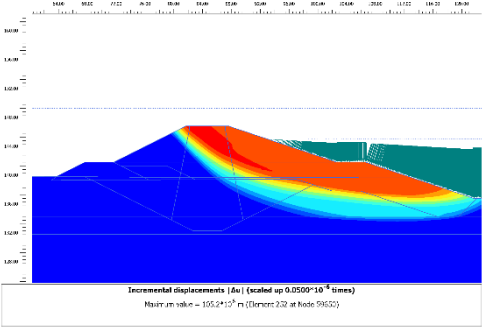
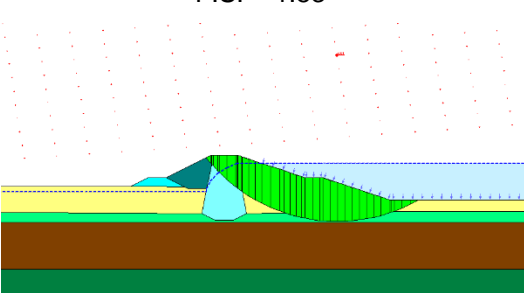
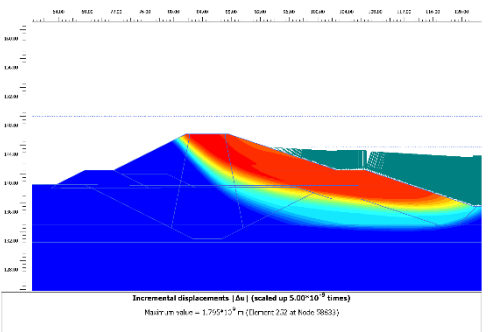
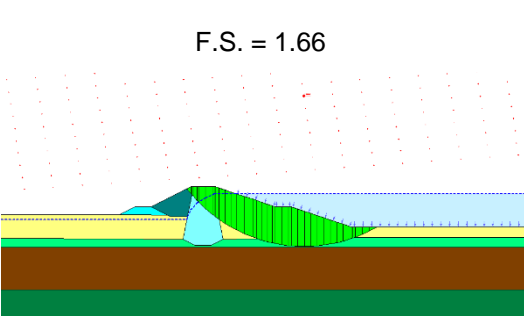
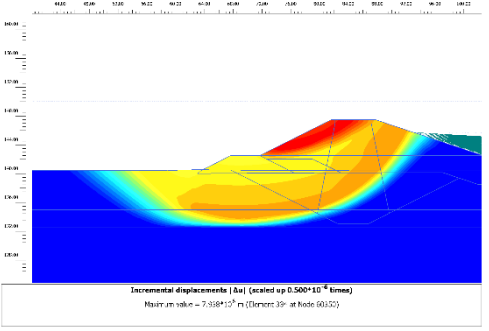
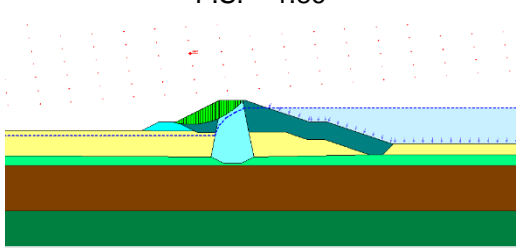
COFRONTO con parametri M2		
CONDIZIONE :	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S.= 1.72 	F.S.= 1.98 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S.= 1.20 	F.S.= 1.23 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	F.S.= 1.29 	F.S.= 1.33 

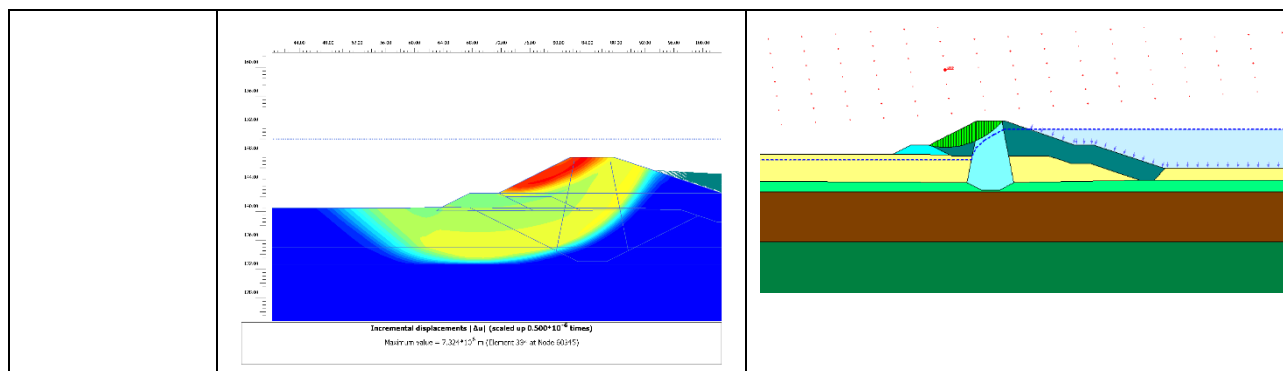


5.4.8.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 6

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 6 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	F.S. = 2.15	F.S. = 2.49

		
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. = 1.51</p> 	<p>F.S. = 1.53</p> 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>F.S. = 1.59</p> 	<p>F.S. = 1.66</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. = 1.68</p> 	<p>F.S. = 1.86</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>F.S. = 1.72</p>	<p>F.S. = 1.89</p>



Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.9. Sezione 7

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione 7 in condizioni sia statiche che sismiche.

5.4.9.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione 7

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche.

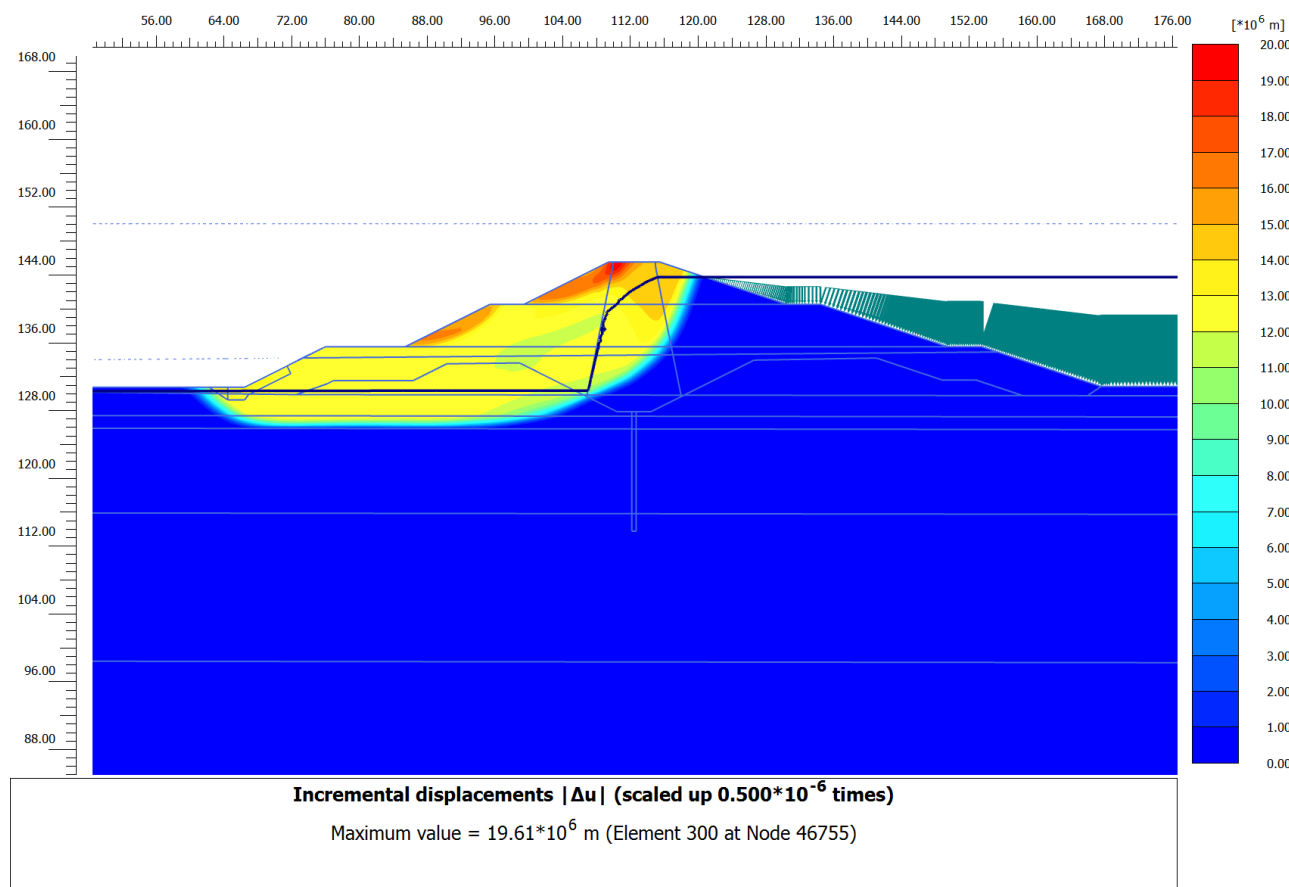


Figura 152 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo 7

Tabella 228 – Verifica alla stabilità globale Sezione 7 in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 7	Statiche	1.69

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.9.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione 7

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 4 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico.

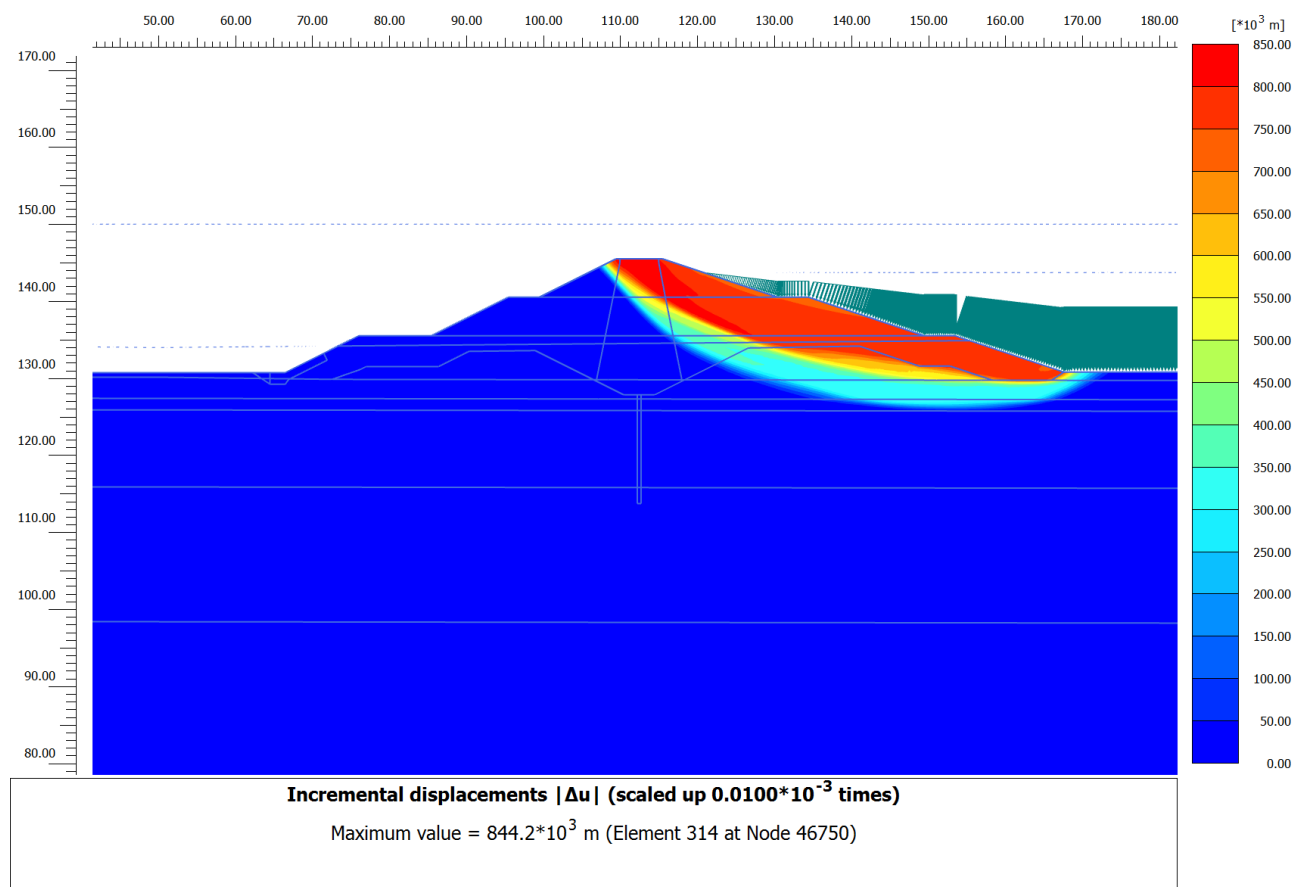


Figura 153 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 7 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.13)

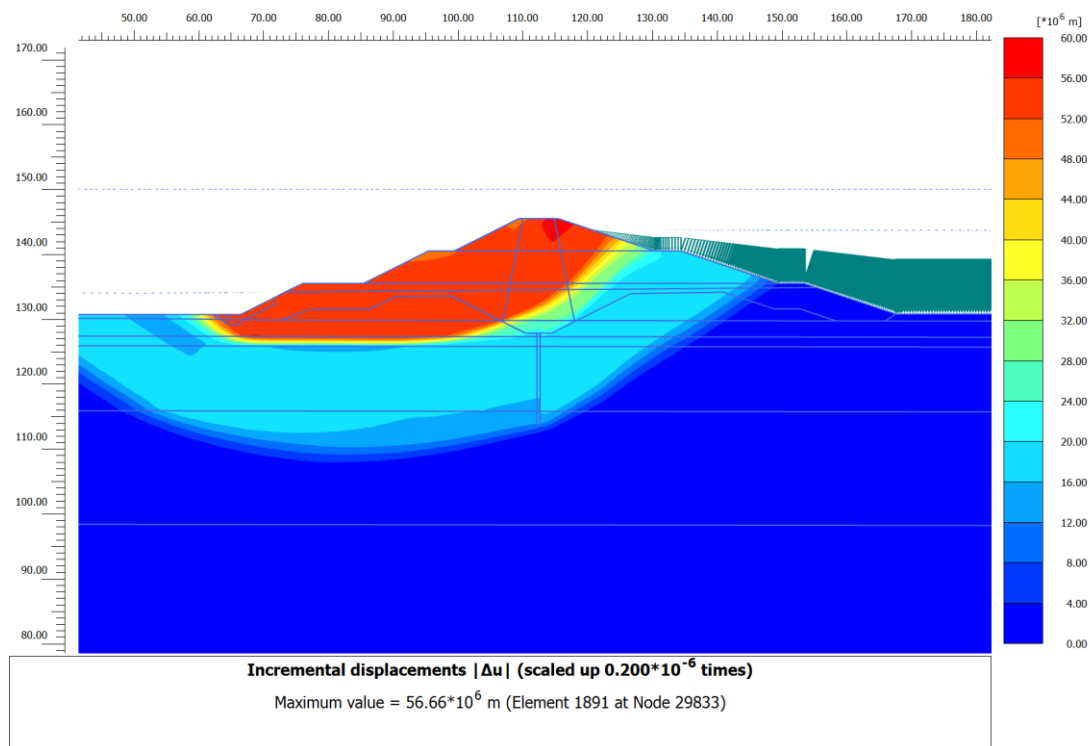


Figura 154 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 7 – Componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (F.S.=1.18)

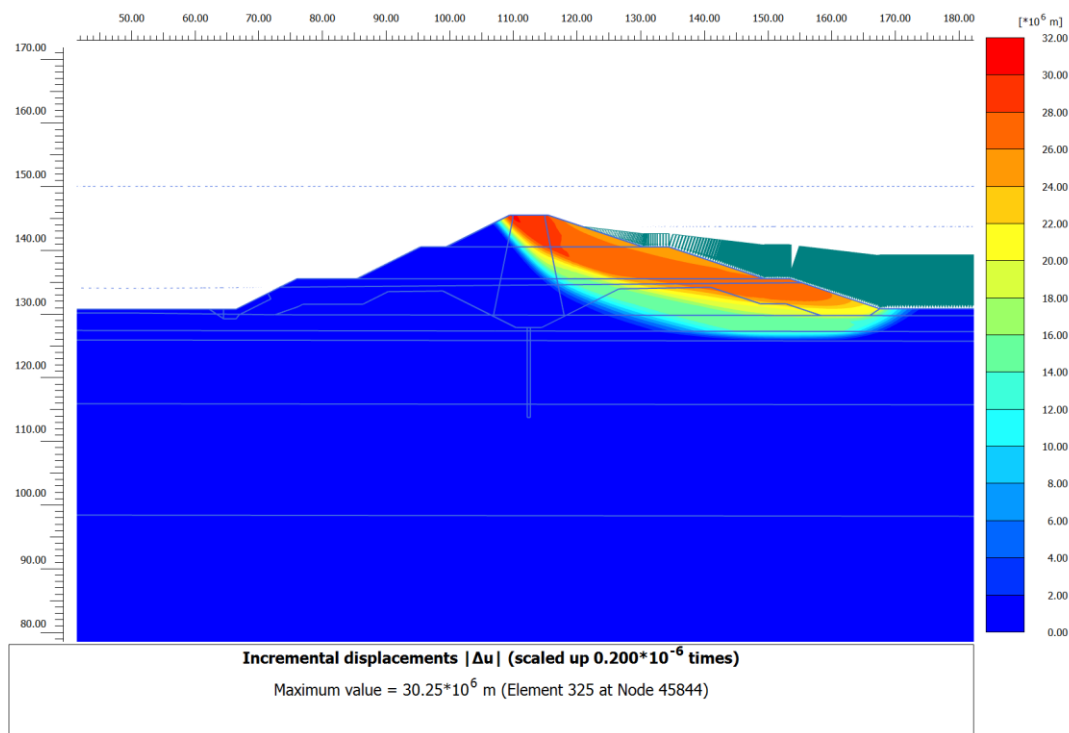


Figura 155 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 7 – Componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (F.S.=1.21)

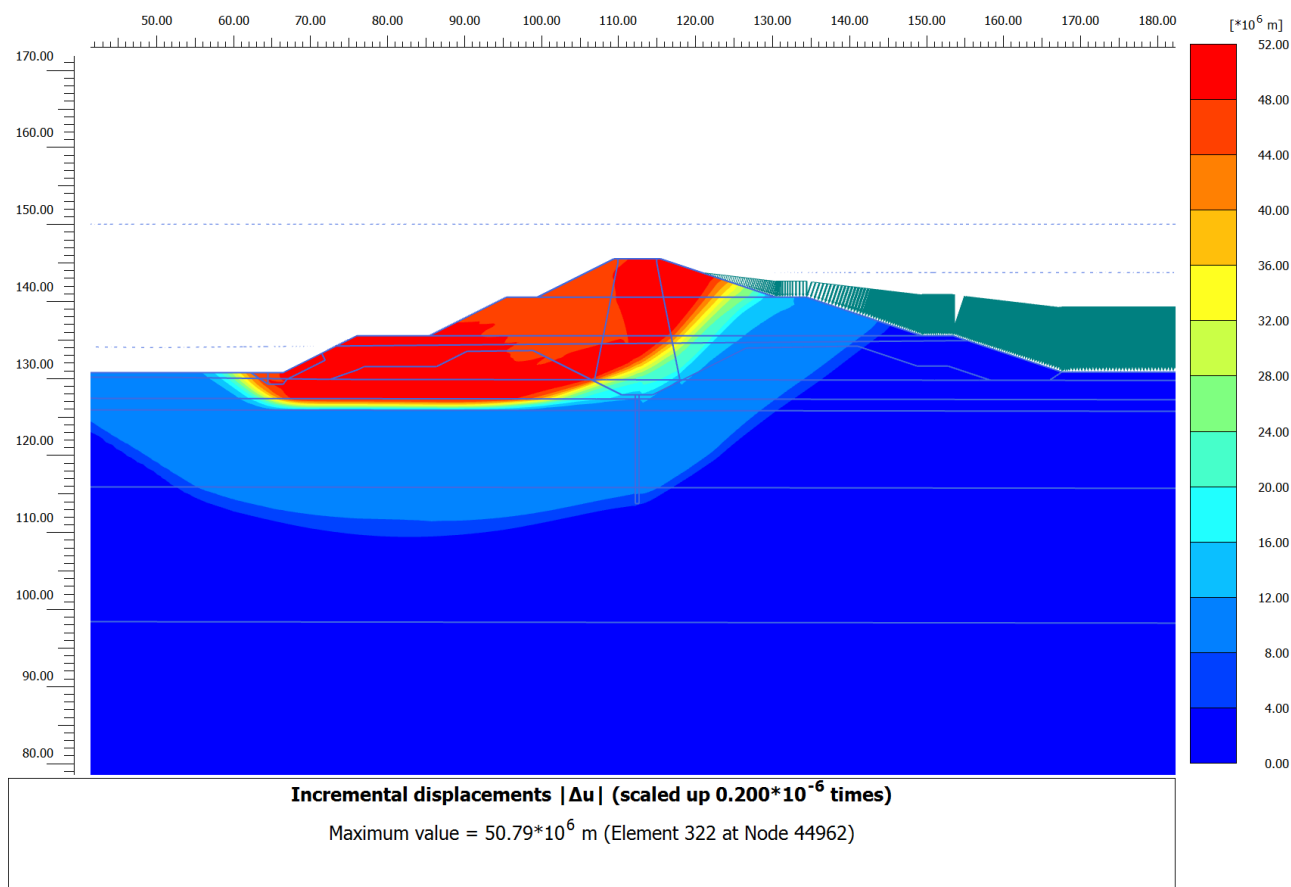


Figura 156 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo 7 – Componente orizzontale verso valle e componente verticale verso il basso ($F.S.=1.22$)

Tabella 229 – Verifica alla stabilità globale Sezione 7 in condizioni statiche

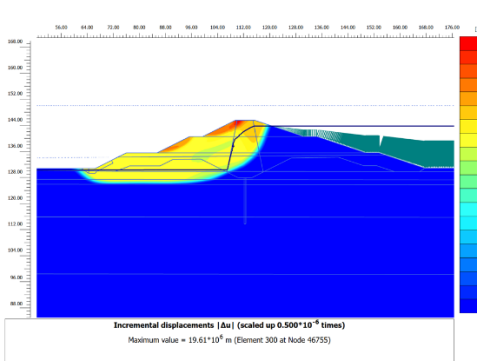
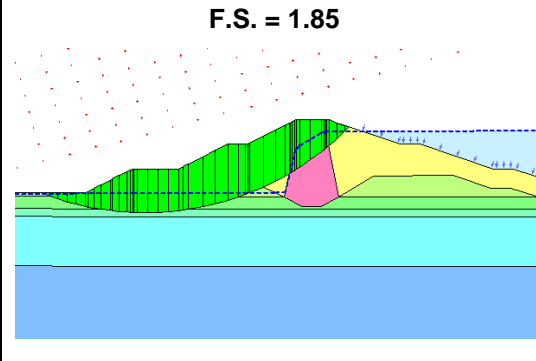
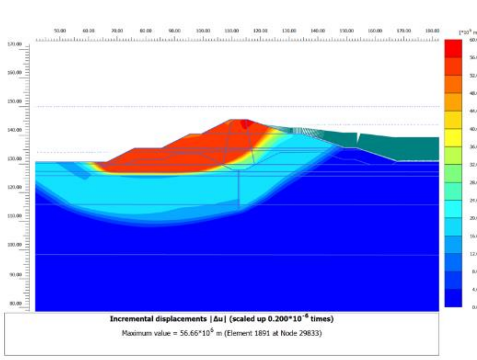
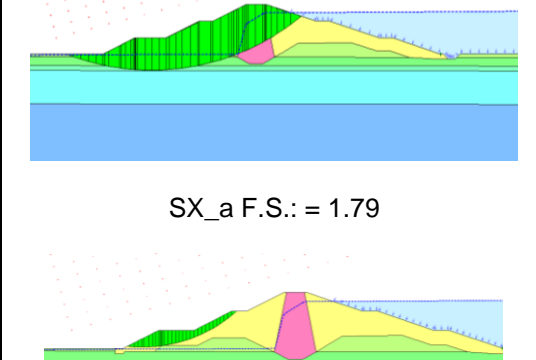
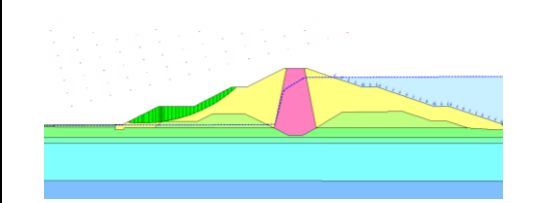
Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione 7	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso alto	1.13
Sezione 7	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso alto	1.18
Sezione 7	Sisma orizzontale verso monte (invaso) + Sisma verticale verso basso	1.21

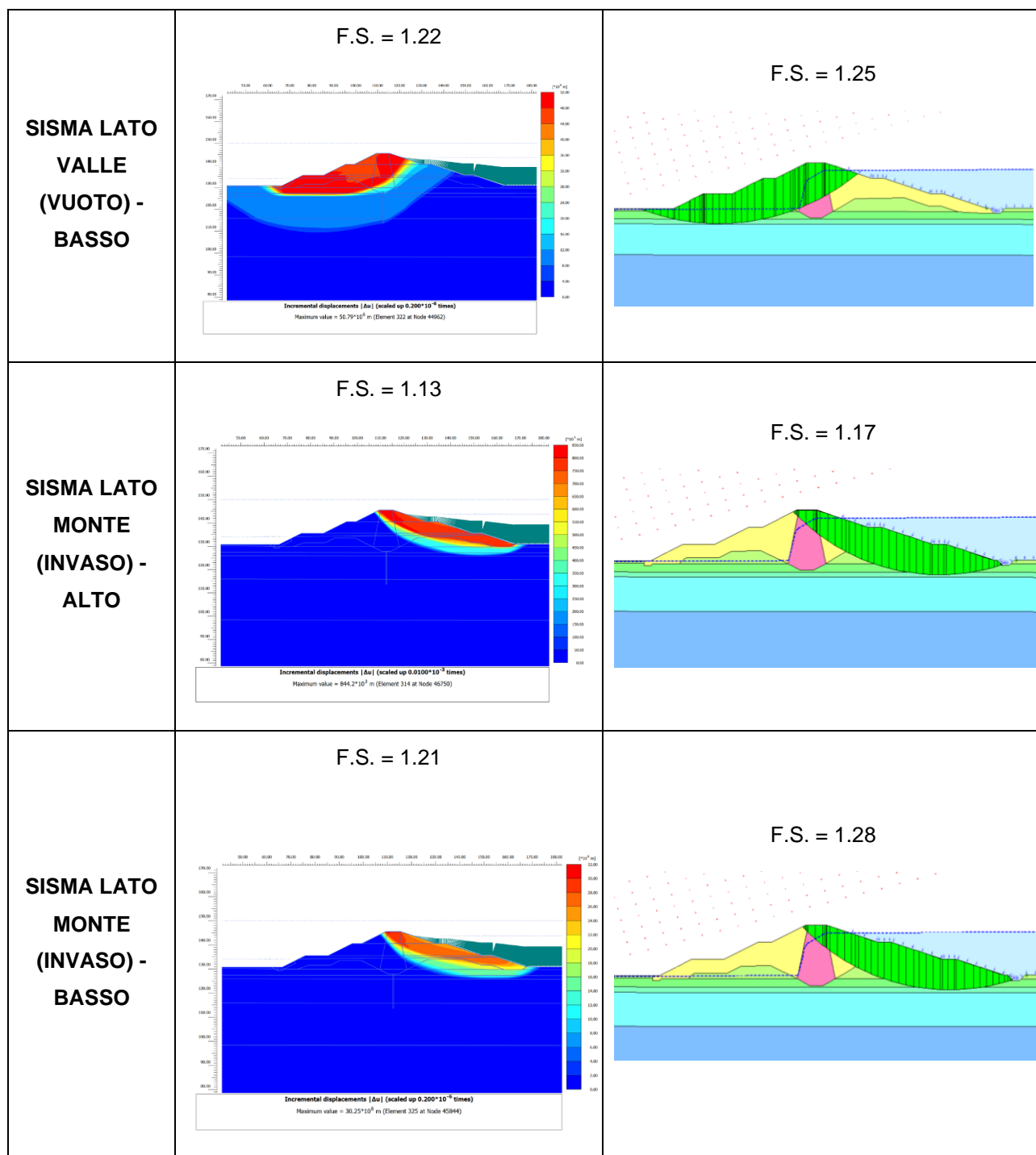
Sezione 7	Sisma orizzontale verso valle (vuoto) + Sisma verticale verso basso	1.22
-----------	---	------

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.9.3. Risultati con SLOPE/W – Sezione 7

Si riportano i risultati in forma tabellare in termini di F.S. dedotti per la medesima sezione tramite il software SLOPE/W (Metodo all'equilibrio limite).

Sezione 7 - CONFRONTO Plaxis – Slope- parametri M2		
CONDIZIONE:	PLAXIS:	NUOVO SLOPE:
STATICO	<p>F.S. = 1.69</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.500*10⁻⁴ times) Maximum value = 19.61*10⁻⁴ m (Element 303 at Node 46755)</p>	<p>F.S. = 1.85</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. = 1.18</p>  <p>Incremental displacements [Δu] (scaled up 0.200*10⁻⁴ times) Maximum value = 56.66*10⁻⁴ m (Element 1891 at Node 29833)</p>	<p>F.S. = 1.18</p>  <p>SX_a F.S.: = 1.79</p> 



5.4.9.4. Analisi con parametri M1 – Sezione 7

Inoltre si riportano gli esiti delle analisi analoghe alle precedenti eseguite per la Sezione 7 ma seguendo l'approccio citato all'interno dell'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche delle NTC2018, per il quale non si abbattano i parametri di resistenza dei terreni. Si riportano anche le comparazioni con software SLOPE/W.

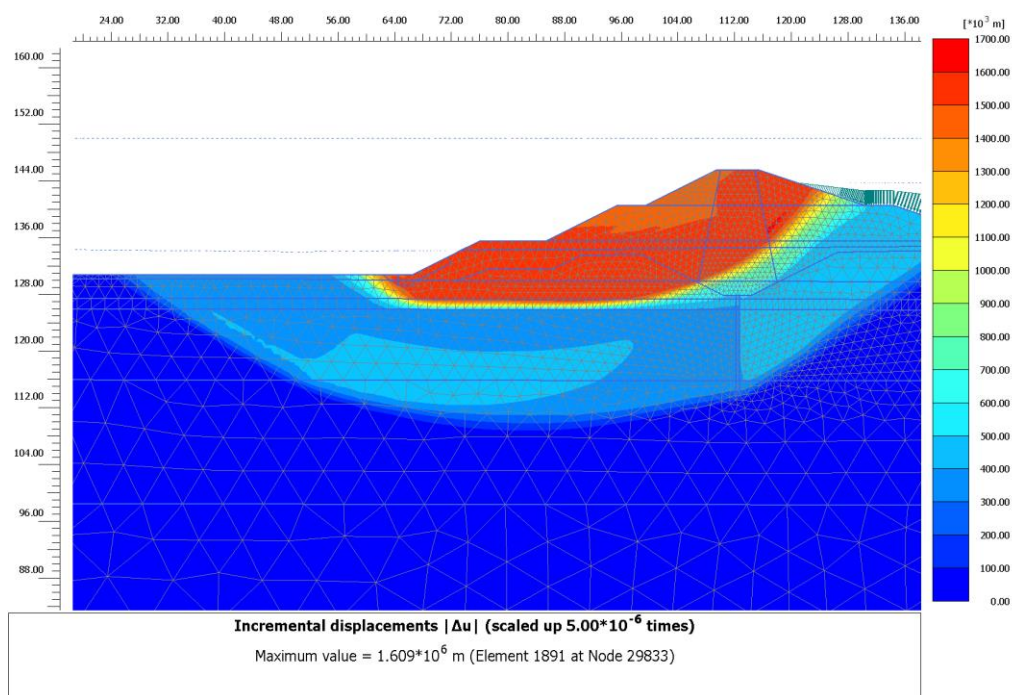


Figura 157 – Sisma con componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso l'alto (FS=1.44)

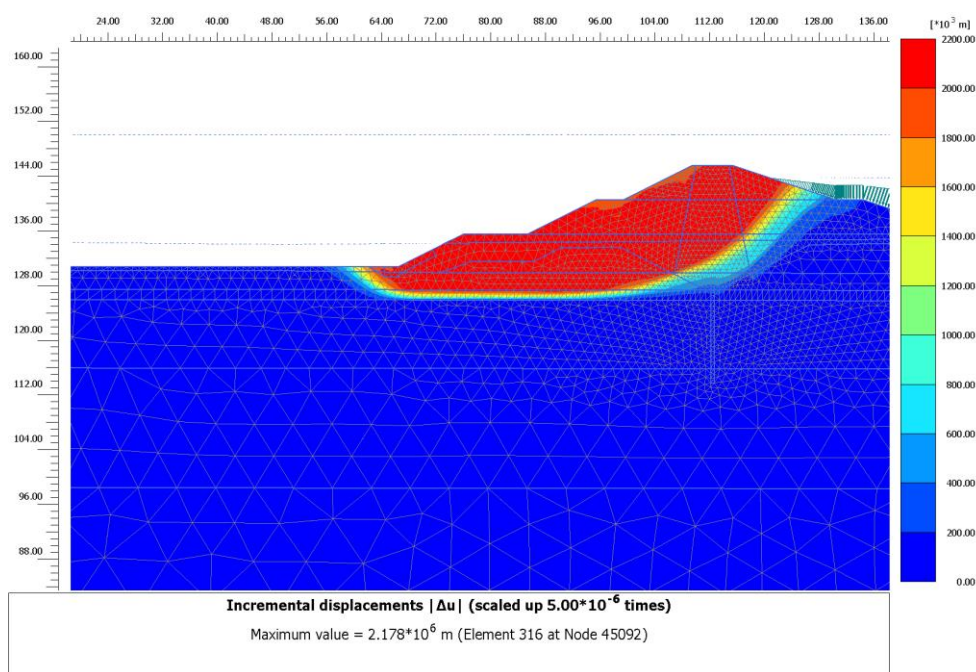


Figura 158 – Sisma con componente orizzontale verso valle (vuoto) e componente verticale verso il basso (FS=1.49)

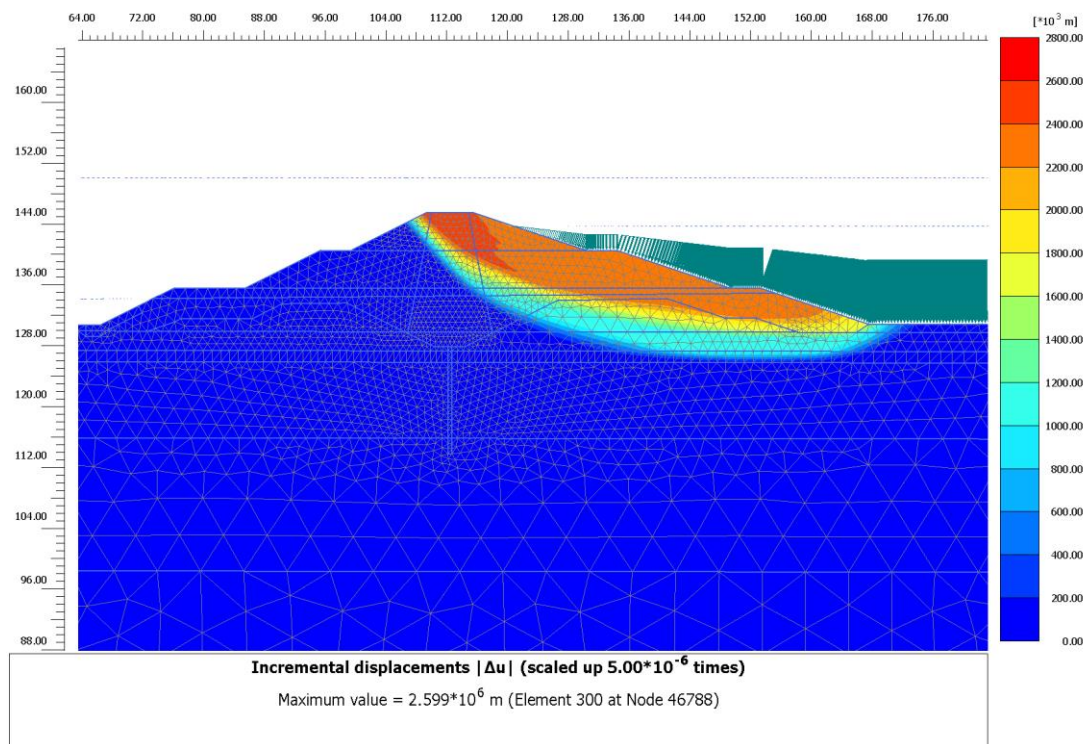


Figura 159 – Sisma con componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso l'alto (FS=1.45)

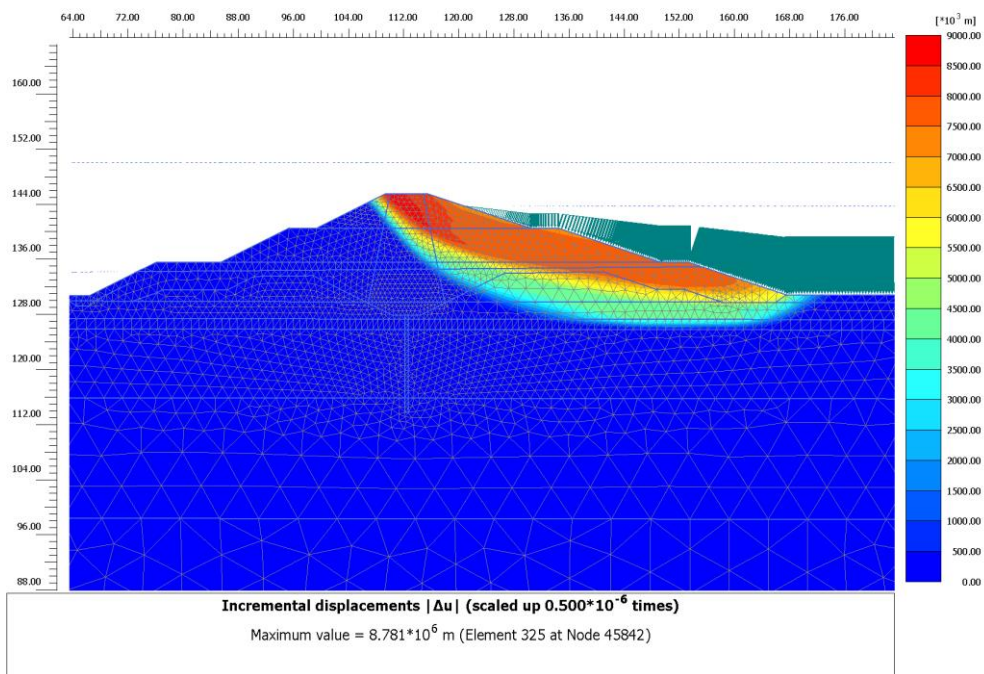
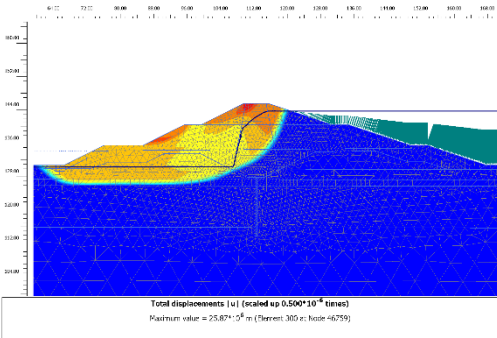
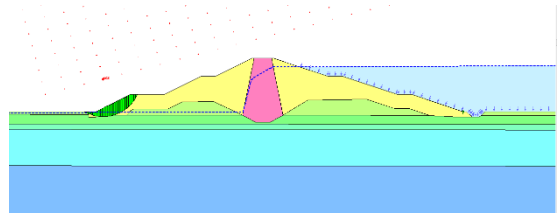
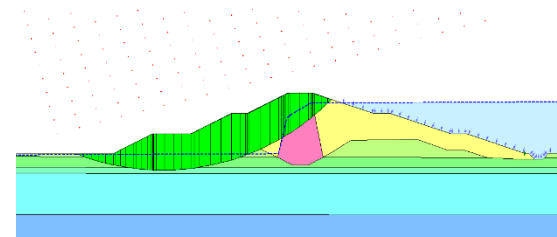
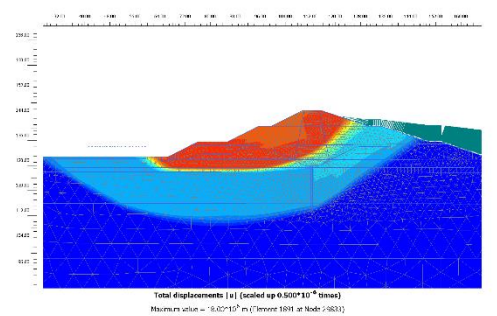
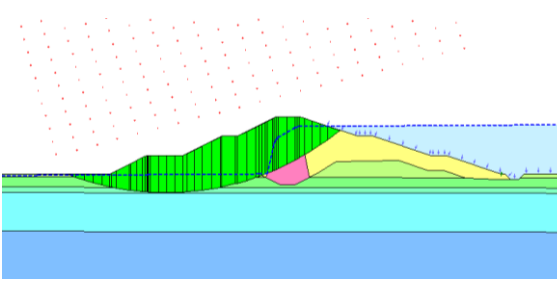
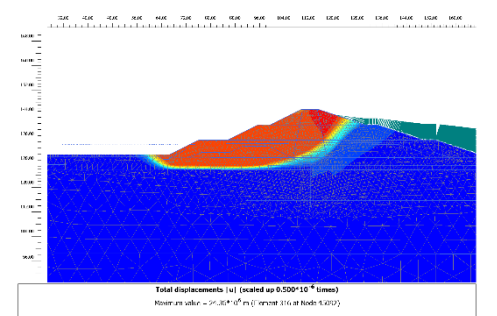
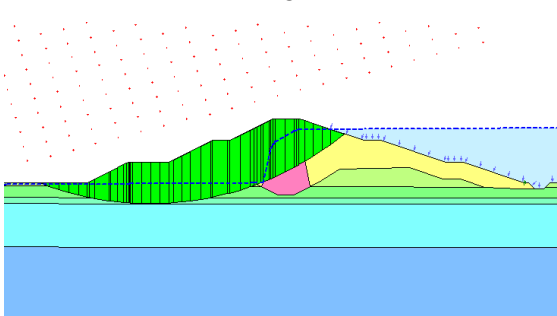
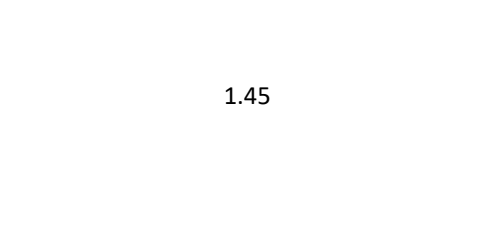
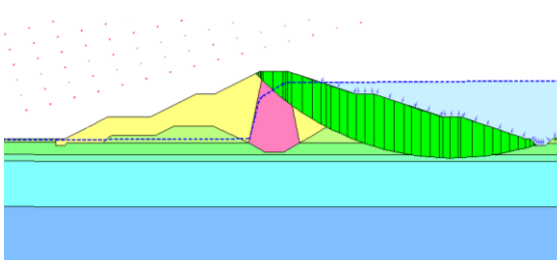
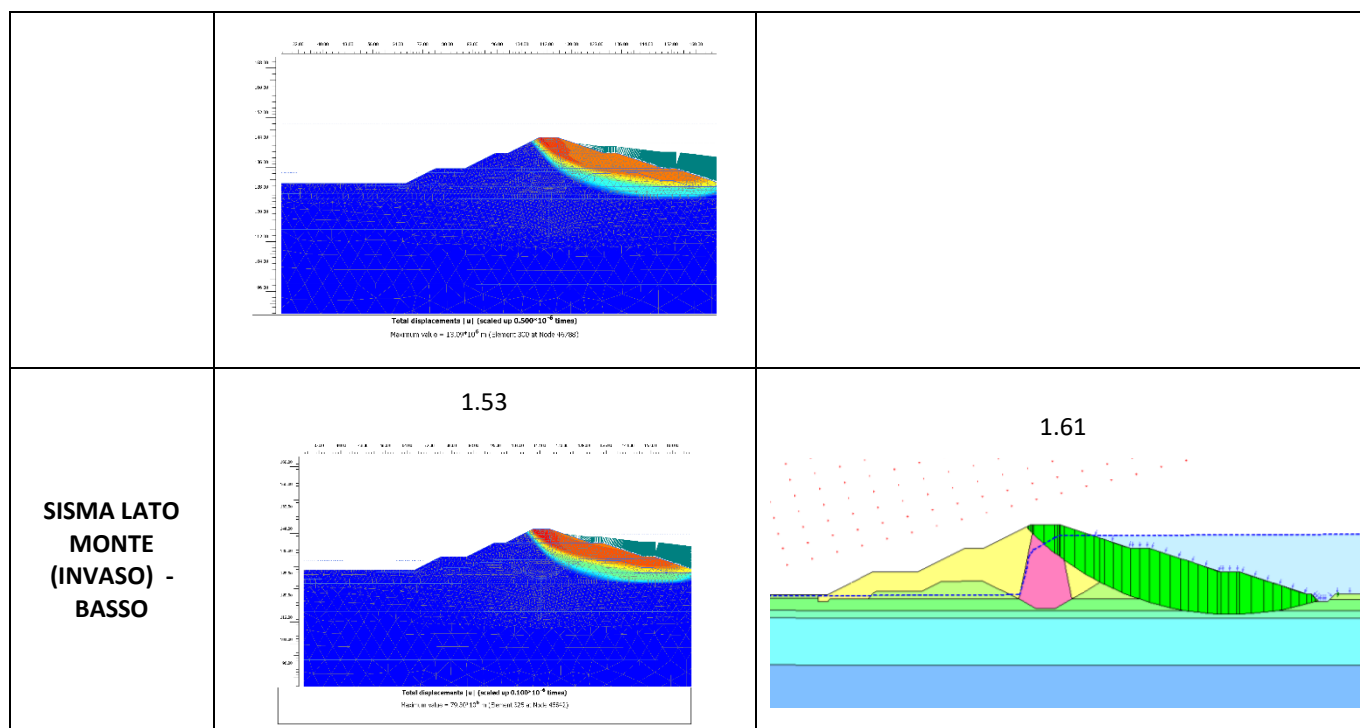


Figura 160 – Sisma con componente orizzontale verso monte (invaso) e componente verticale verso il basso (FS=1.53)

COFRONTO con parametri M1

CONDIZIONE :	PLAXIS:	SLOPE:
STATICO	2.12  <p>Total displacements [u] (scaled up 0.500×10^{-6} times) Maximum value = 25.87×10^{-6} m (Element: 300 at Node 46759)</p>	2.25  2.32 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	1.44  <p>Total displacements [u] (scaled up 0.500×10^{-6} times) Maximum value = 18.62×10^{-6} m (Element: 5891 at Node 13831)</p>	1.48 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	1.49  <p>Total displacements [u] (scaled up 0.500×10^{-6} times) Maximum value = 20.34×10^{-6} m (Element: 316 at Node 5202)</p>	1.57 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	1.45 	1.46 



Come si vede dalle figure precedenti, tutti i valori di fattore di sicurezza in condizioni sismiche (con parametri di resistenza dei terreni non ridotti) risultano essere tutti superiori a 1.20.

5.4.10. Sezione Scavo Lato Sud

Si mostrano di seguito le analisi di stabilità del rilevato Sezione Scavo Lato Sud in condizioni sia statiche che sismiche.

L'analisi è stata eseguita esclusivamente con il software SLOPE/W poiché non si ritiene necessario in tal caso studiare l'interazione tra sponda arginale e terreno di fondazione.

5.4.10.1. Analisi di stabilità in condizioni statiche – Sezione Scavo Lato Sud

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni statiche

2.409

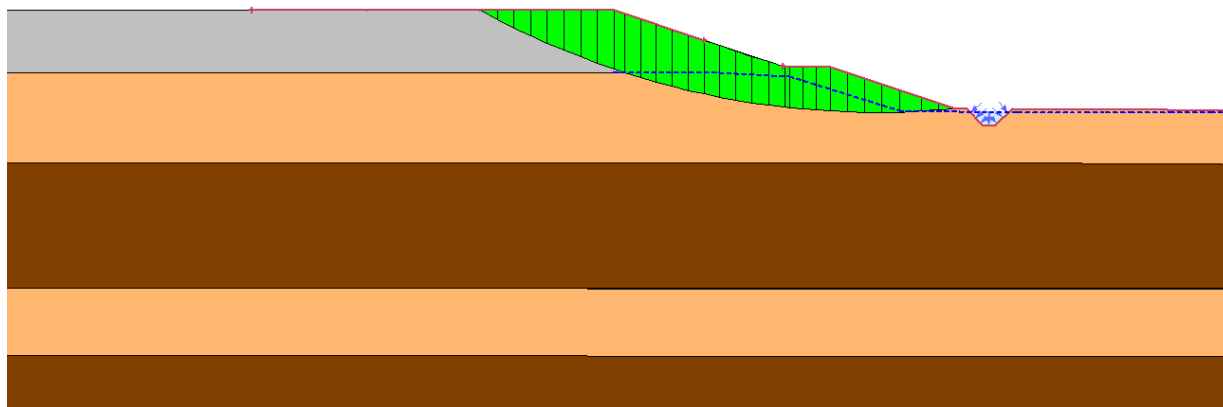


Figura 161 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo Scavo Lato Sud – vasca vuota

2.285

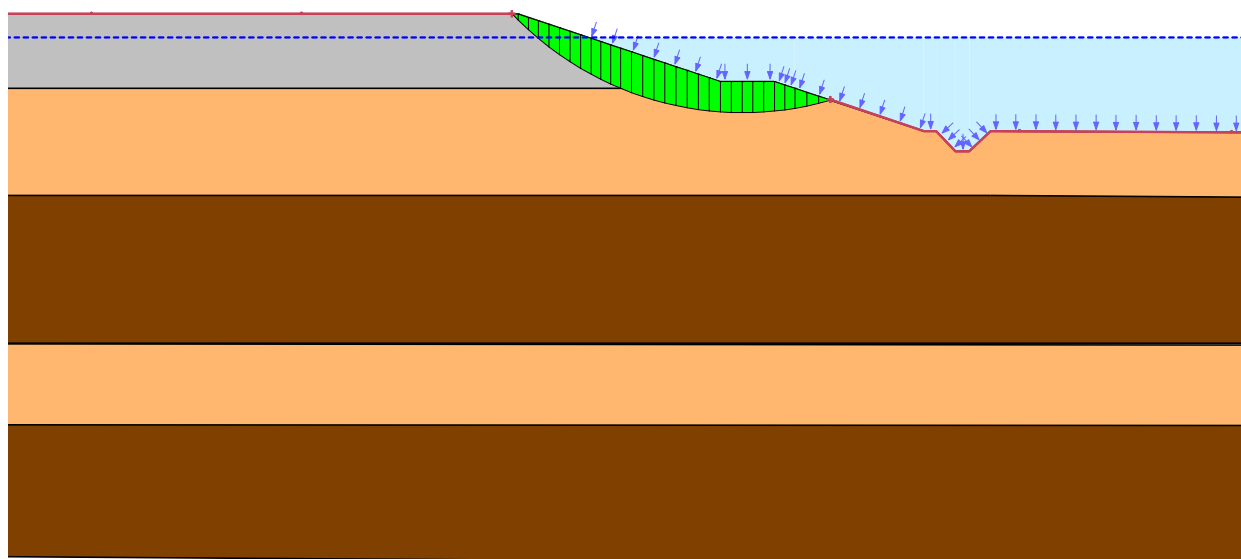


Figura 162 – Stabilità in condizioni statiche - Sezione di calcolo Scavo Lato Sud – vasca piena

Tabella 230 – Verifica alla stabilità globale Sezione Scavo Lato Sud in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione Scavo Lato Sud	Statiche vasca vuota	2.41
Sezione Scavo Lato Sud	Statiche vasca piena	2.29

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

5.4.10.2. Analisi di stabilità in condizioni sismiche – Sezione Scavo Lato Sud

Nelle seguenti figure e tabelle si mostrano le verifiche di stabilità in condizioni sismiche, con componente sia orizzontale che verticale, sono state implementate 2 fasi distinte per analizzare tutte le combinazioni possibili di direzionalità del moto sismico, sia nelle condizioni di vasca piena che di vasca vuota.

1.121

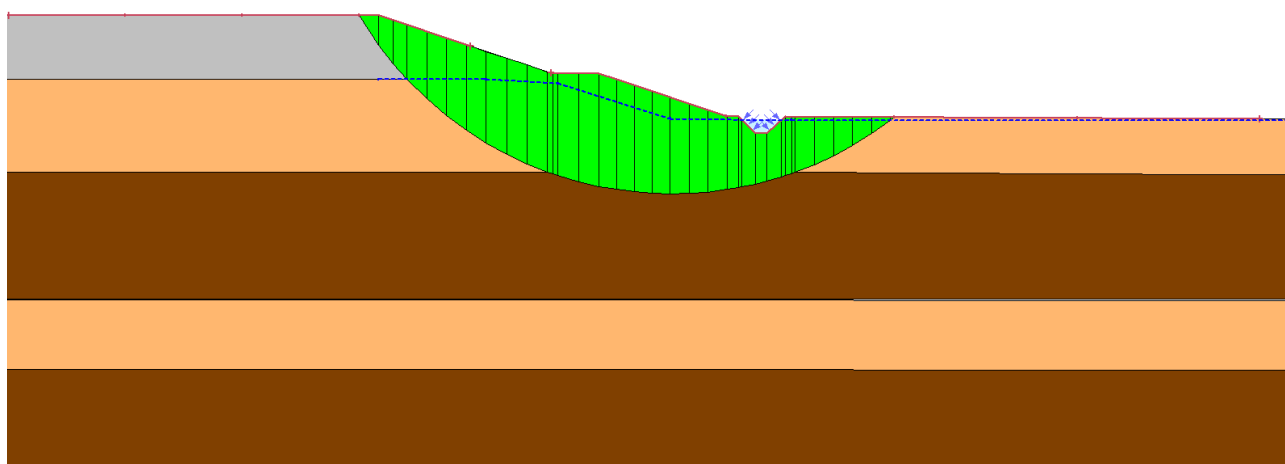


Figura 163 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo Scavo Lato Sud – Componente orizzontale verso valle e componente verticale verso l'alto – vasca vuota

1.105

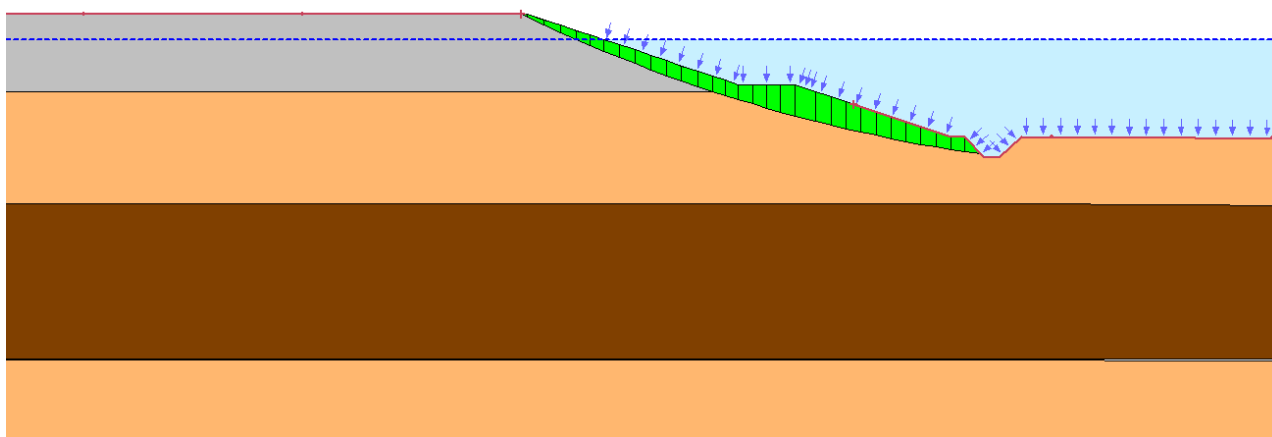


Figura 164 – Stabilità in condizioni sismiche - Sezione di calcolo Scavo Lato Sud – Componente orizzontale verso valle e componente verticale verso l'alto – vasca piena

Tabella 231 – Verifica alla stabilità globale Sezione Scavo Lato Sud in condizioni statiche

Sezione di verifica	Condizioni di verifica	F.S.
Sezione Scavo Lato Sud	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto – vasca vuota	1.12
Sezione Scavo Lato Sud	Sisma orizzontale verso valle + Sisma verticale verso alto – vasca vuota	1.11

Come si vede le verifiche di stabilità sono soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza risulta essere superiore a 1.1.

A seguito di tali verifiche di stabilità non si ritiene necessaria la predisposizione di interventi di consolidamento dei piani di imposta dei terreni di fondazione della diga.

5.5. VALUTAZIONE SPOSTAMENTI PERMANENTI

Al fine di stimare gli spostamenti permanenti dei rilevati arginali in condizioni sismiche (SLC), si rende necessario determinare il valore di accelerazione critica " a_c " per ciascuna sezione di calcolo. Per fare questo si riduce il valore di accelerazione sismica " a_{max} " imposta al rilevato con un coefficiente " β_1 ", variando tale coefficiente fino al raggiungimento di una condizione di stabilità limite corrispondente ad un F.S. = 1, si ricava quindi il valore di " a_c ".

Determinato il rapporto tra a_c ed a_{max} si entra nel grafico riportato di seguito e, utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988), si ricava il valore di spostamento permanente espresso in cm.

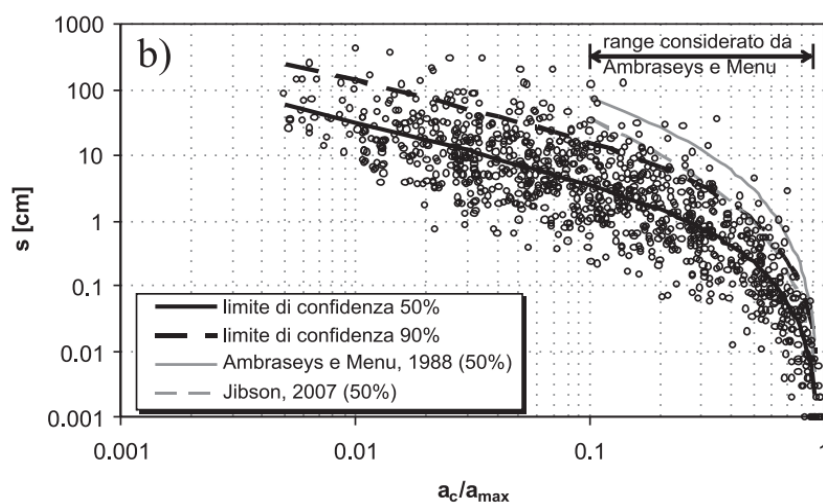


Figura 165 – Correlazione tra a_c/a_{max} e spostamento permanente (cm) di Ambraseys e Menu, 1988.

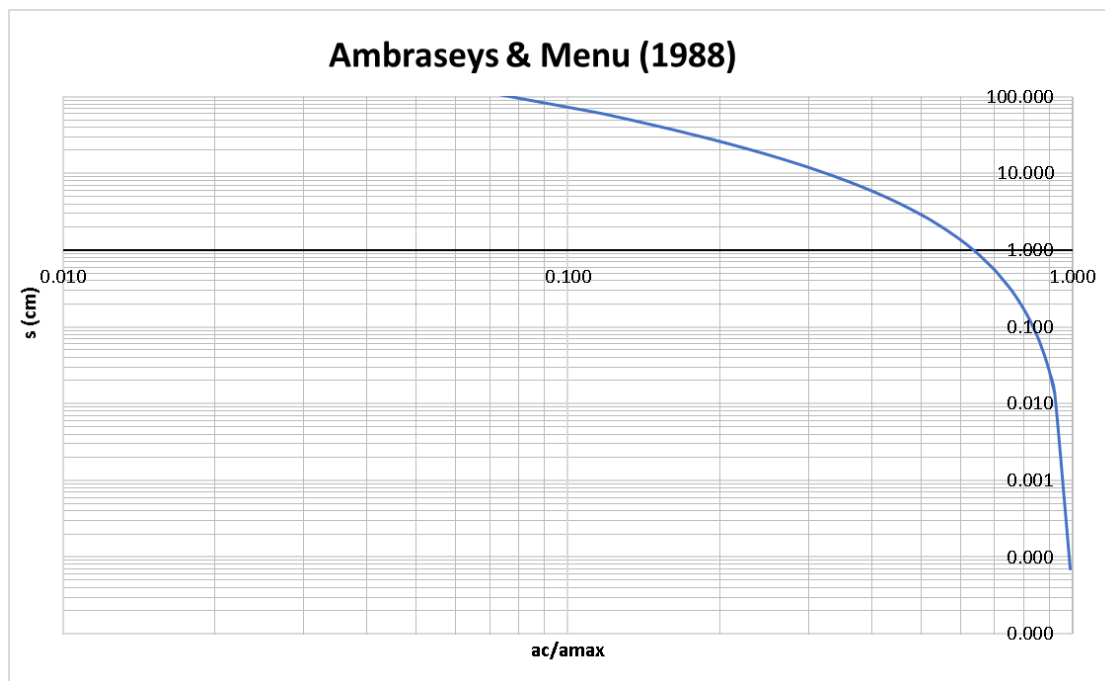


Figura 166 – Correlazione di Ambraseys e Menu (1988)

Rispetto alla Relazione di Progetto Esecutivo di Febbraio 2020, per l'aggiornamento della Relazione a Luglio 2020 si è utilizzata, anziché l'interpolazione grafica, la seguente formula (a seguito delle osservazioni del validatore che sono state recepite):

$$\log \delta = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right]$$

Questa assunzione porta a valori di spostamento permanente leggermente superiori, quindi a favore di sicurezza.

5.5.1. Sezione 1

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 1, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invasivo.

La condizione sismica più gravosa è quella di accelerazione orizzontale verso valle (vuoto) e accelerazione verticale verso l'alto, coerentemente con quanto risulta dalle analisi di stabilità in condizioni sismiche presentate al capitolo successivo.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c=0.144$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.40.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 5.92 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

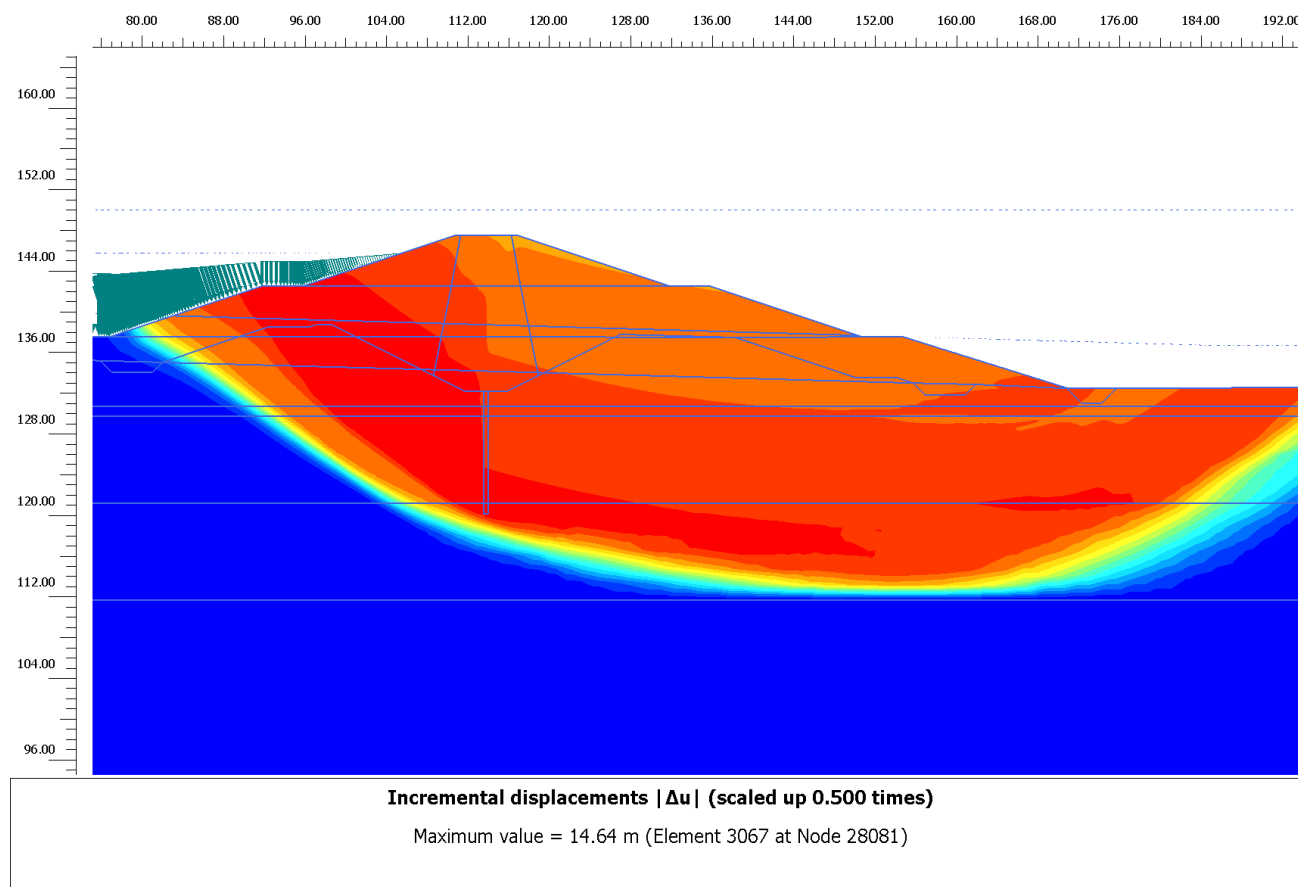


Figura 167 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso valle (vuoto) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.2. Sezione 2

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 2, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso.

La condizione sismica più gravosa è quella di accelerazione orizzontale verso valle (vuoto) e accelerazione verticale verso l'alto, coerentemente con quanto risulta dalle analisi di stabilità in condizioni sismiche presentate al capitolo successivo.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c=0.144$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.40.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 5.92 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

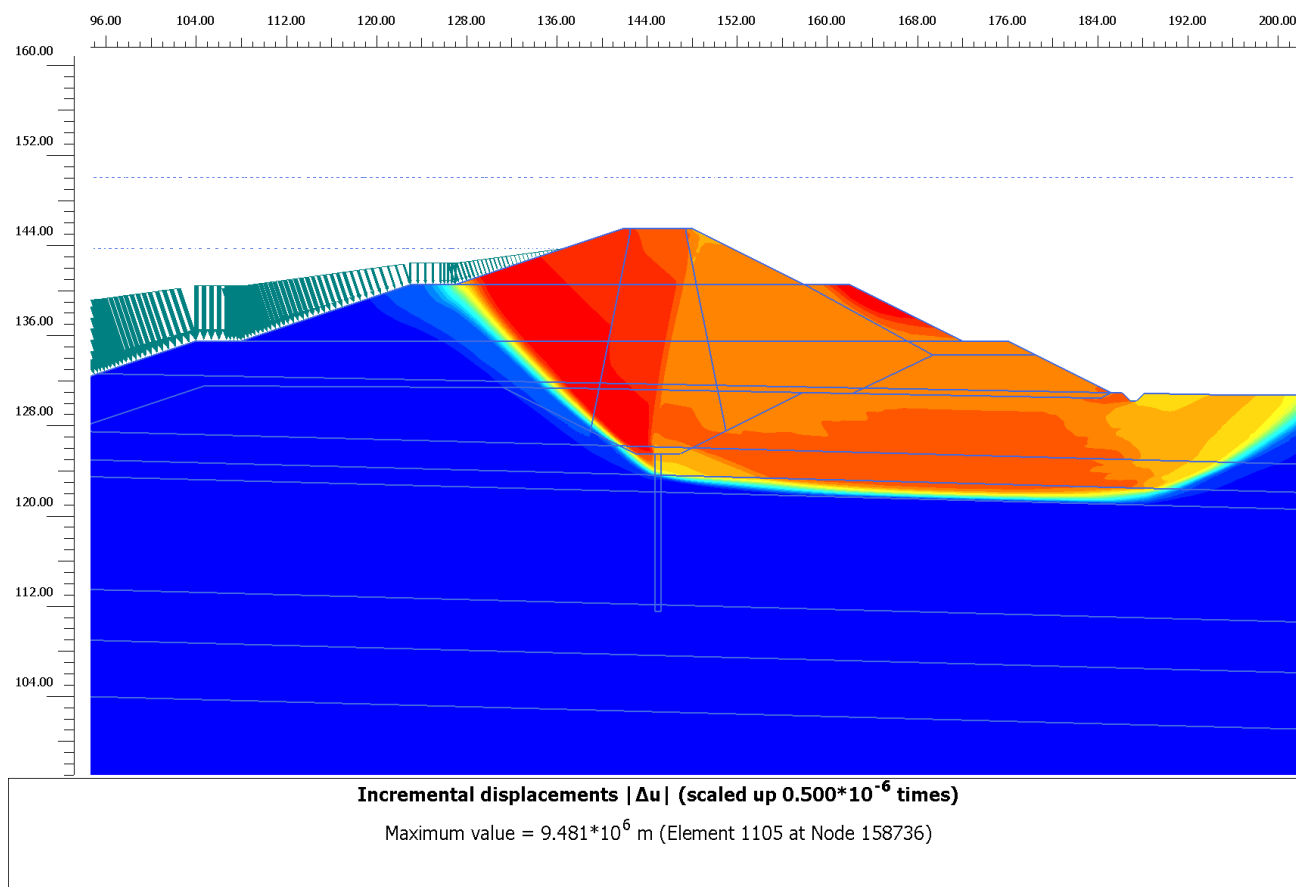


Figura 168 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso valle (vuoto) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.3. Sezione 3

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 3, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso sinistra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c=0.126$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.35.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 8.39 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

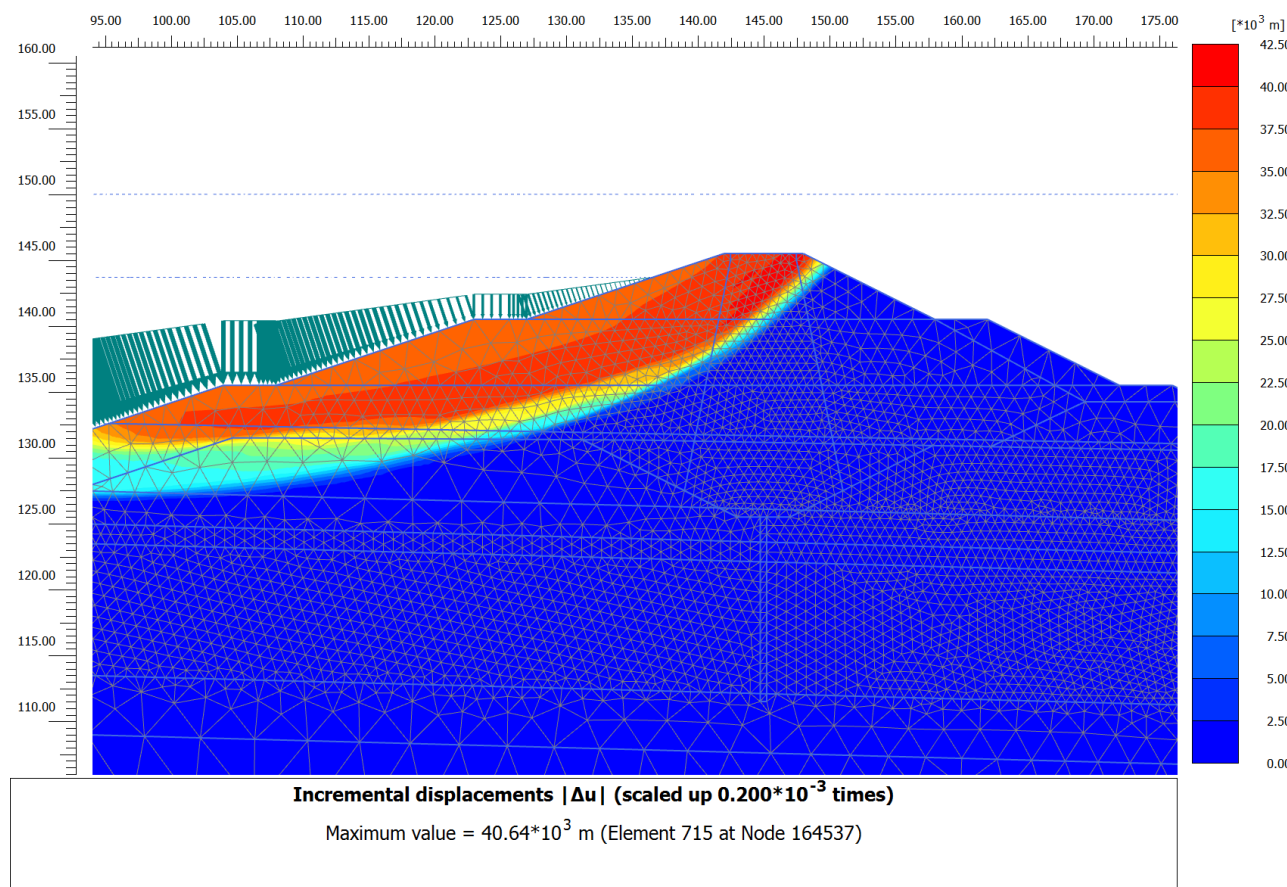


Figura 169 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso sinistra (lato invaso) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.4. Sezione 4

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 4, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso sinistra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c = 0.134$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.37.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 7.29 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

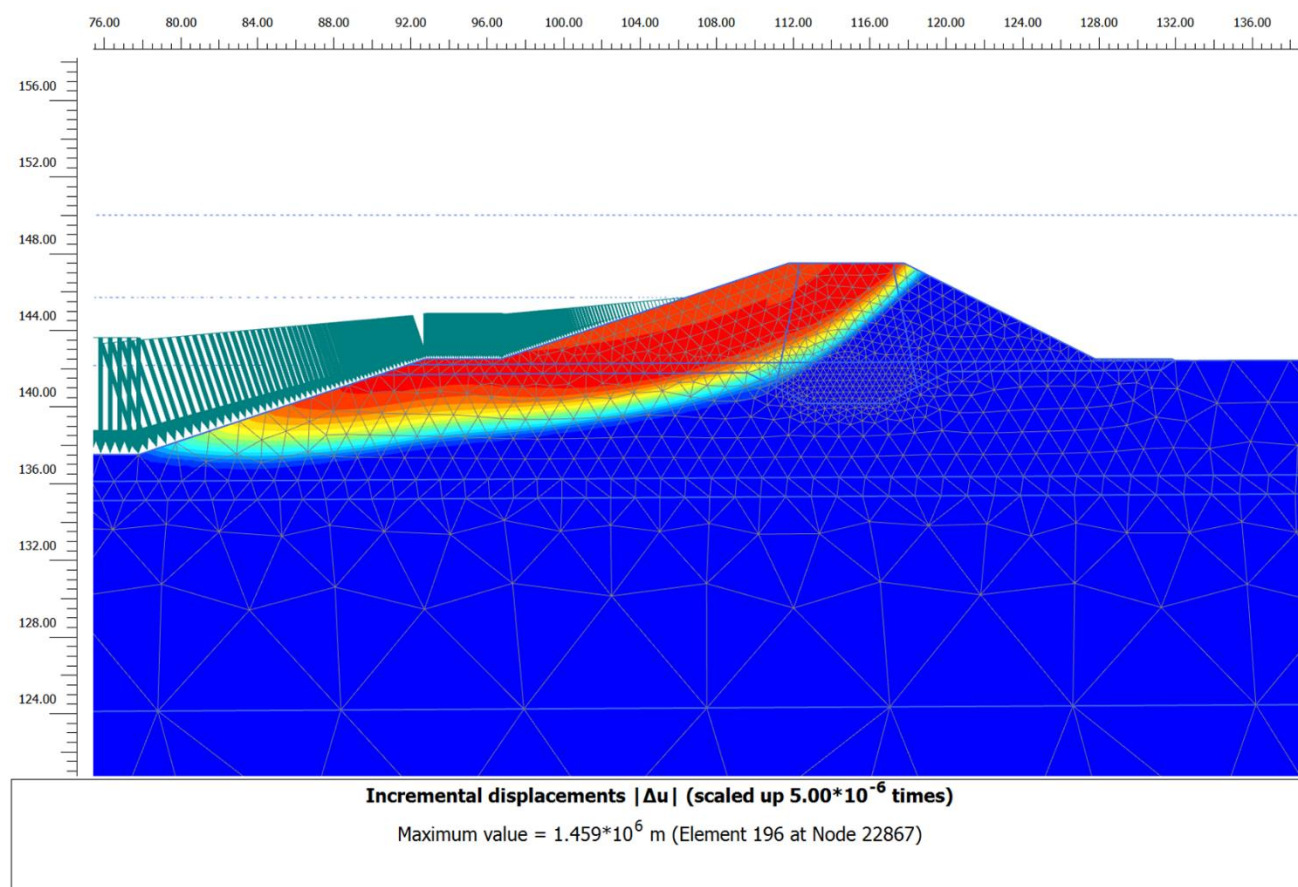


Figura 170 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso sinistra (lato invaso) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.5. Sezione 5

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 5, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso destra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c=0.141$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.39.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 6.35 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

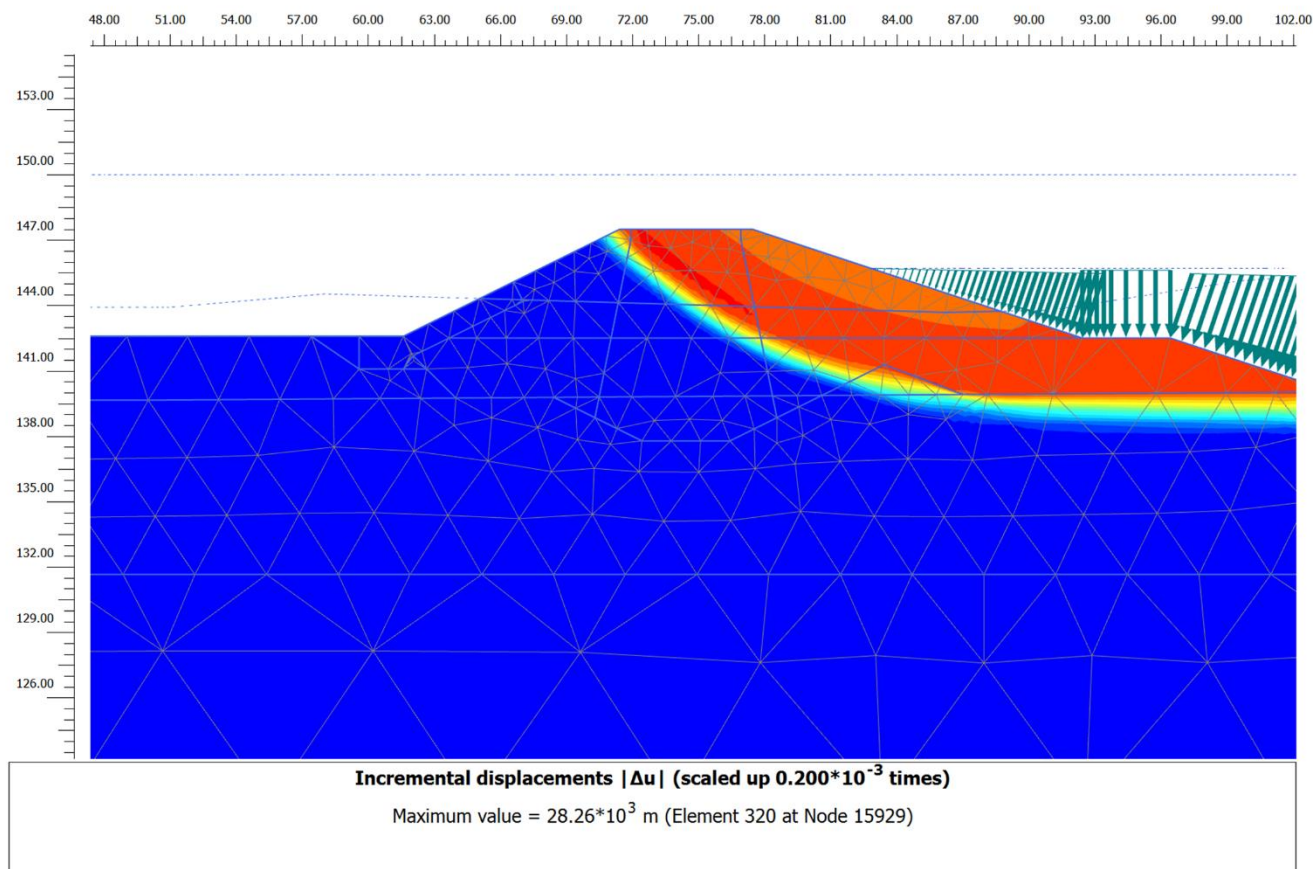


Figura 171 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso destra (lato invaso) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.6. Sezione 6

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 6, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso destra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c = 0.144$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.40.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 5.92 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

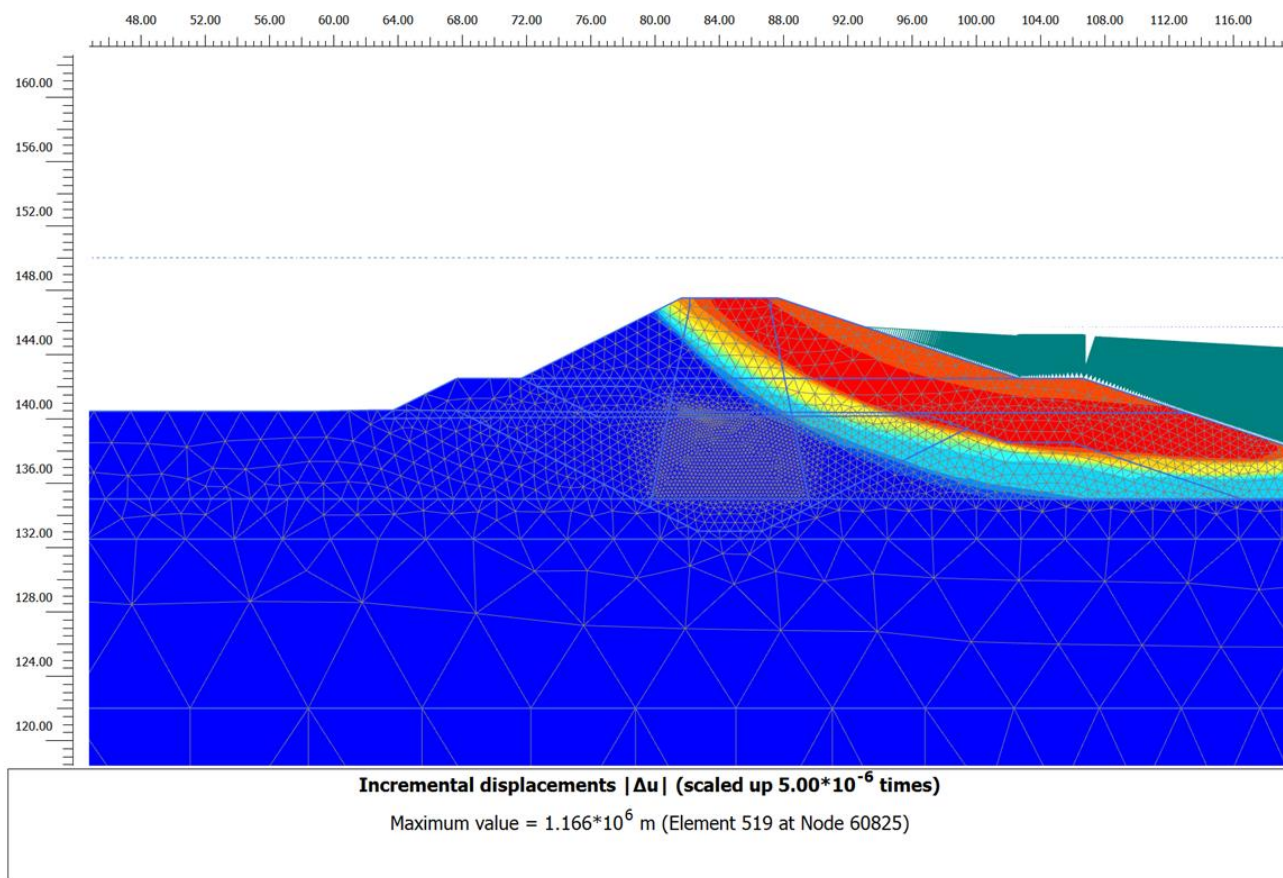


Figura 172 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso destra (lato invaso) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.7. Sezione 7

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione 7, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso sinistra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c = 0.137$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.38.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 6.80 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

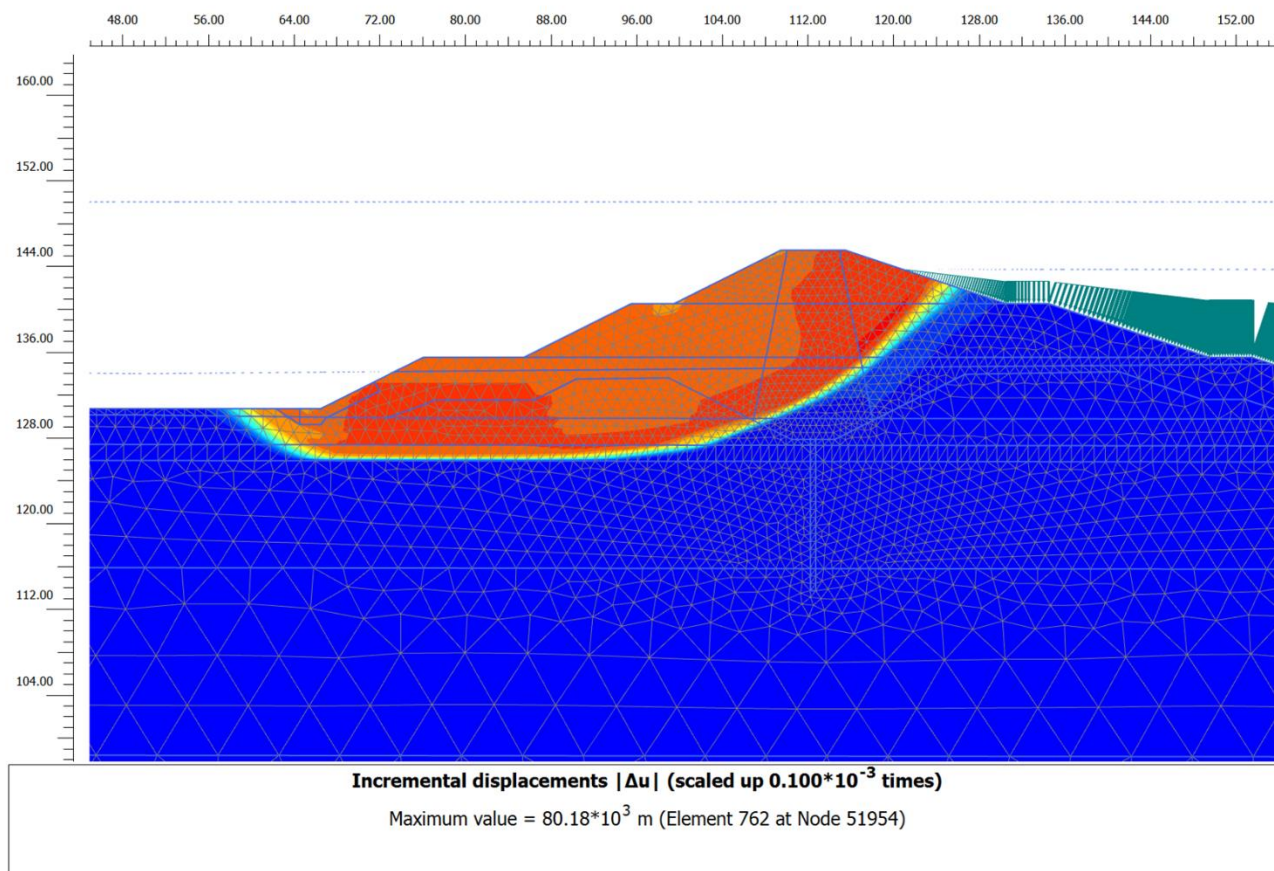


Figura 173 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso sinistra e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

5.5.8. Sezione Lato Sud

Si mostra di seguito l'analisi di stabilità più gravosa per il rilevato arginale identificato tramite la Sezione Lato Sud, in condizioni sismiche e livello di falda a quota massimo invaso. La condizione sismica indagata è quella di accelerazione orizzontale verso destra e accelerazione verticale verso l'alto.

Il valore di accelerazione critica da cui risulta un valore di F.S.=1 è pari a $a_c = 0.126$ g, quindi il rapporto tra a_c/a_{max} risulta essere pari a 0.35.

Utilizzando la correlazione di Ambraseys e Menu (1988) si ottiene uno spostamento di 8.39 cm, considerato ammissibile per il rilevato arginale in esame.

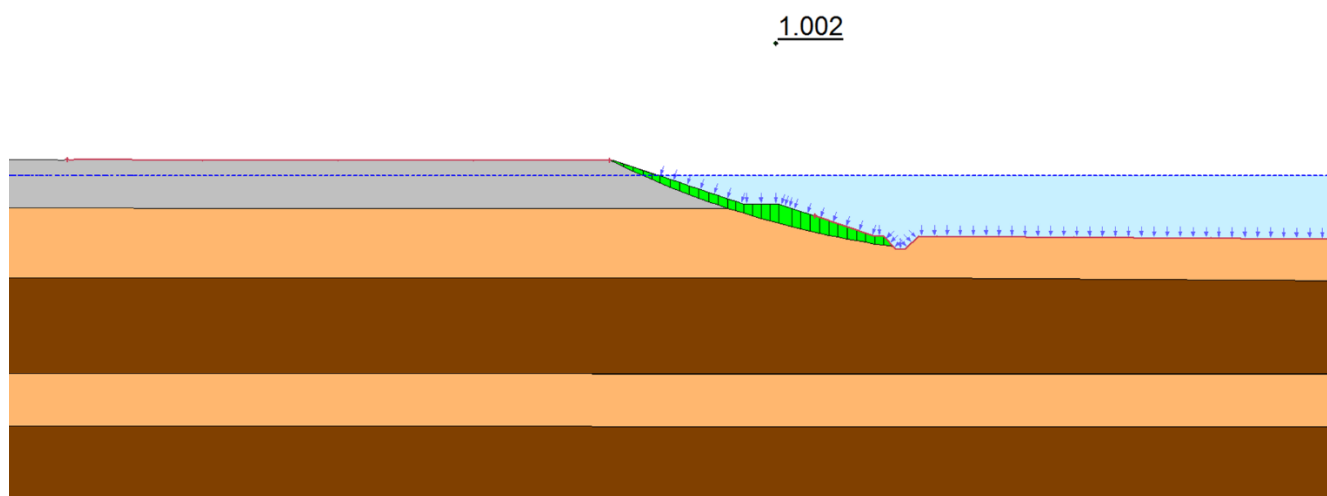


Figura 174 – Stabilità in condizioni di sisma orizzontale verso destra (lato invasivo) e sisma verticale verso l'alto con F.S.=1.00

Si riportano infine i risultati delle analisi svolte per tutte le sezioni di analisi investigate:

Tabella 232 – Spostamenti massimi permanenti per le sezioni di analisi investigate

SEZIONE	CONDIZIONE	Spostamento massimo (cm)
1	SISMA SX - UP	5.92
2	SISMA SX - UP	5.92
3	SISMA SX - UP	8.39
4	SISMA SX - UP	7.29
5	SISMA DX - UP	6.35
6	SISMA DX - UP	5.92
7	SISMA SX - UP	6.80
LATO SUD	SISMA DX - UP	8.39

5.6. ANALISI DINAMICHE SEMPLIFICATE: PROCEDURA DI NEWMARK

Tramite il Software SLOPE/W si sono utilizzati i risultati dell'analisi dinamica implementata con software QUAKE al fine di esaminare la stabilità del rilevato in terra soggetto all'azione sismica. La procedura è del tutto simile a quella utilizzata da Newmark nel 1965, al fine di ottenere la deformazione permanente risultante.

L'analisi di Newmark è basata sul concetto che durante un sisma possono esserci degli istanti in cui una temporanea forza inerziale causa lo scivolamento del blocco considerato sul piano o sulla superficie di scivolamento corrispondente. La deformazione permanente è l'accumulo di tutti gli scivolamenti parziali avvenuti durante il sisma. L'accelerazione per la quale avviene movimento è l'accelerazione critica a_y .

5.6.1. Scelta degli accelerogrammi spettrocompatibili

Lo Studio Sismotettonico è stato condotto, secondo le linee guida fornite da DGD, con approccio di tipo probabilistico, in cui le caratteristiche di *“scenari di terremoti tipo e relative magnitudo, distanze epicentrali, caratteristiche delle sorgenti, etc...”*, sono implicitamente incluse nello studio, perché vengono considerate appunto in modo probabilistico considerando il contributo di ogni zona sismogenetica nell'intorno di centinaia di chilometri dal sito in esame. Pertanto gli accelerogrammi sono stati scelti con il criterio della spettrocompatibilità, con riferimento ad uno spettro che deriva direttamente dallo Studio Sismotettonico e che quindi implicitamente ne tiene conto.

L'approccio consiste quindi nel selezionare un minimo di 5 accelerogrammi spettrocompatibili con lo spettro di risposta derivato dalla “Relazione sismotettonica - BAG304SISRRE012” per il suolo di categoria B (siccome l'accelerogramma verrà applicato a p.c.), in modo indipendente sia per la componente orizzontale del moto, che per la componente verticale. La scelta degli accelerogrammi viene effettuata con il software Rexel rispettando le prescrizioni riportate in “Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica NT2014”.

Tale ricerca va eseguita tenendo conto delle caratteristiche di magnitudo e distanza derivate dallo studio di disaggregazione, sono stati selezionati accelerogrammi di Magnitudo superiore a 4.5, registrati su siti di tipo B, corretti e filtrati secondo le indicazioni riportati nello European Strong Motion Database stesso.

Il requisito di spettro-compatibilità per gli accelerogrammi artificiali (punto 3.2.3.6 delle NTC08) consiste nel fatto che *“l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0.15\text{ s} \div 2.0\text{ s}$ e $0.15\text{ s} \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0.15\text{ s} \div 1.5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio”*.

Nel caso in esame l'intervallo utilizzato è di 0.15-2 sec, mentre lo scarto in difetto massimo è stato assunto al 10% dello spettro di risposta, mentre lo scarto in eccesso massimo al 30%.

La normativa NTD2014 inoltre fornisce una raccomandazione generale sul limite del fattore di scala da applicare per la ricerca di accelerogrammi spettrocompatibili, tale range è compreso tra 0.5 e 2.0, nel caso in esame il valore medio dei fattori di scala è di circa 0.90 per gli accelerogrammi della componente orizzontale e 2.70 per gli accelerogrammi della componente verticale. Considerando che tale limitazione può inficiare la individuazione di un numero sufficiente di accelerogrammi con riferimento ad uno spettro di riferimento (determinato da uno specifico studio sismotettonico,

considerato molto cautelativo) non si ritiene che tale circostanza possa rappresentare una criticità per l'attendibilità delle relative analisi dinamiche.

Di seguito vengono riportati gli spettri di riferimento per suolo di tipo B e i grafici di spettro compatibilità per i gruppi di accelerogrammi scelti. Lo stato limite di riferimento è lo stato limite di collasso SLC.

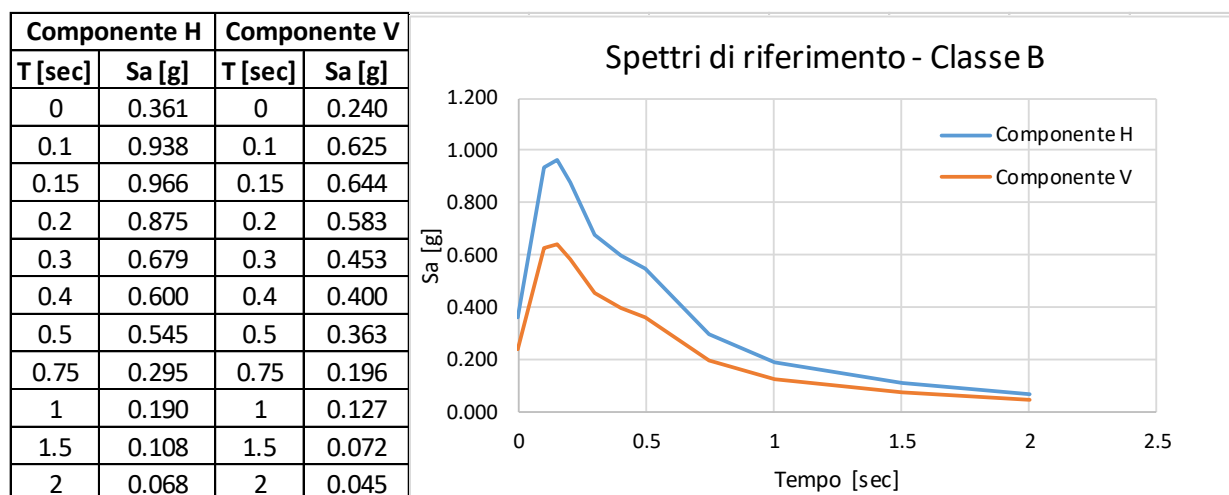


Figura 175 – Spettri di riferimento SLC – Classe B – Componenti orizzontale e verticale

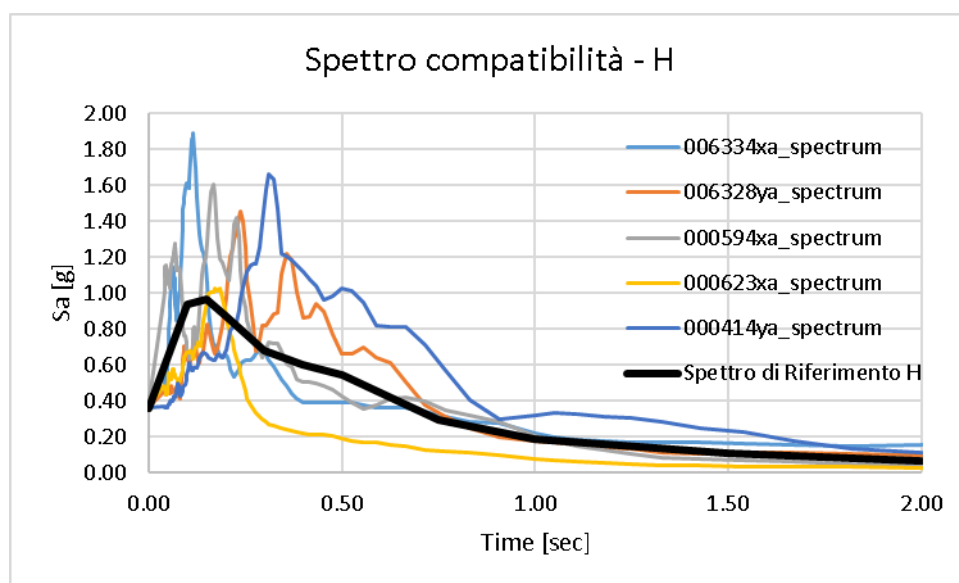


Figura 176 – Spettro compatibilità – SLC – Componente Orizzontale

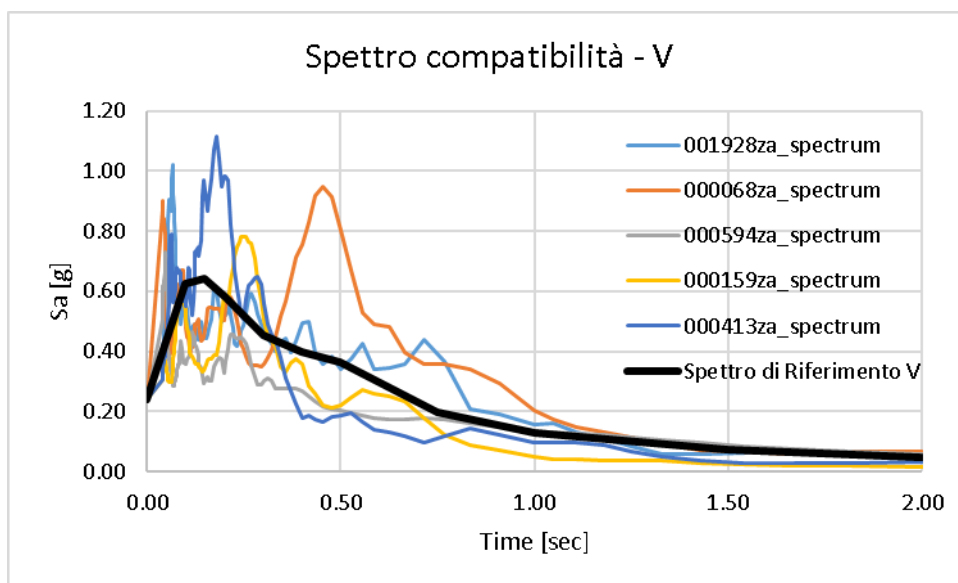


Figura 177 – Spettro compatibilità – SLC – Componente Verticale

Di seguito si mostrano quindi le coppie di accelerogrammi (componenti orizzontali e verticali) che verranno utilizzate all'interno del programma QUAKE per effettuare l'analisi dinamica con modello del terreno lineare equivalente.

Tabella 233 – Coppie di accelerogrammi inseriti nell'analisi dinamica

NUM. ACC.	H	V
1	006334xa	001928za
2	006328ya	000068za
3	000594xa	000594za
4	000623xa	000159za
5	000414ya	000413za

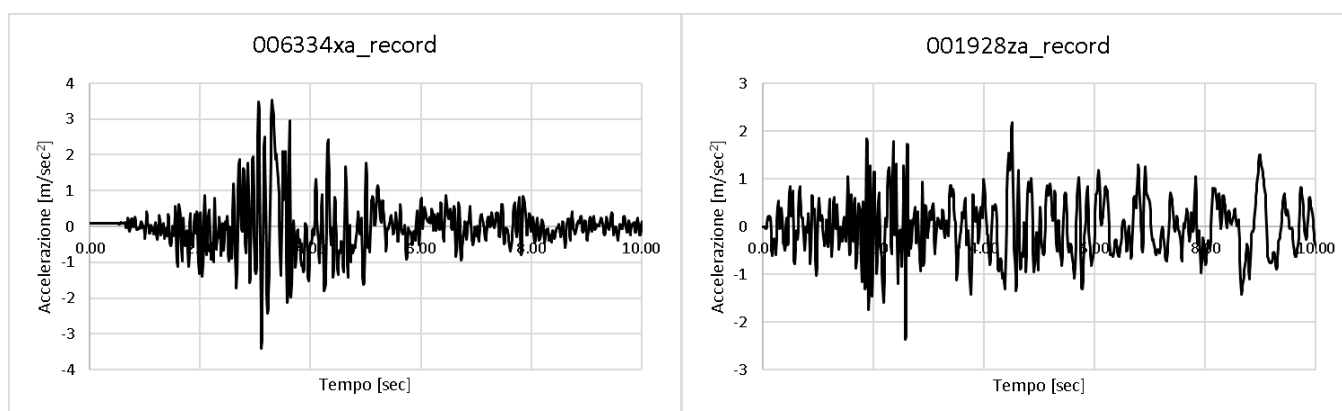


Figura 178 – Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

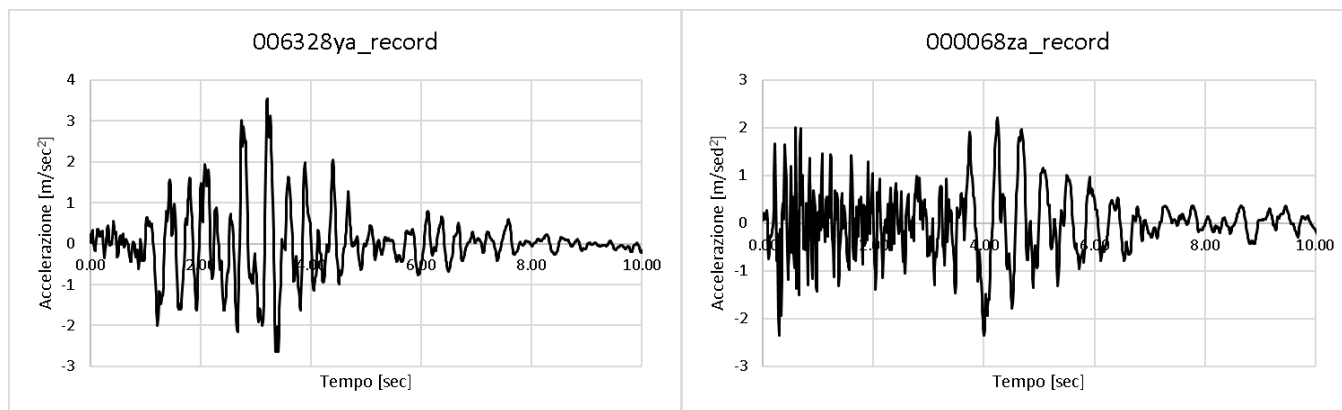


Figura 179 – Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

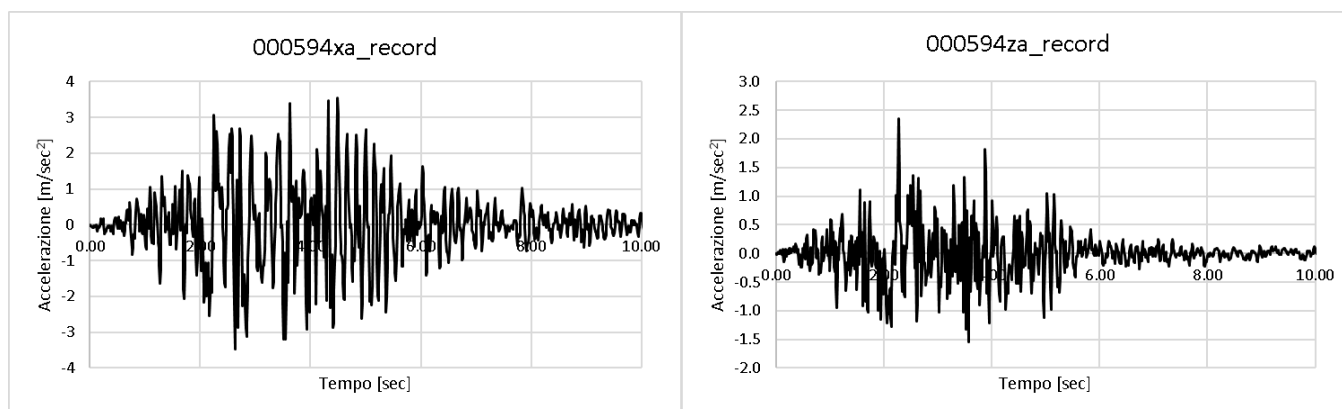


Figura 180 – Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

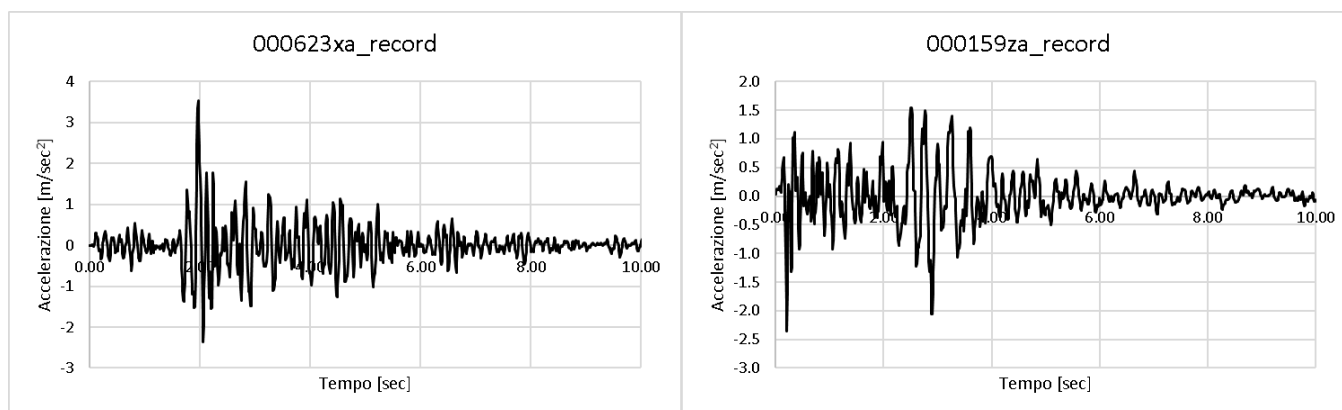


Figura 181 – Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

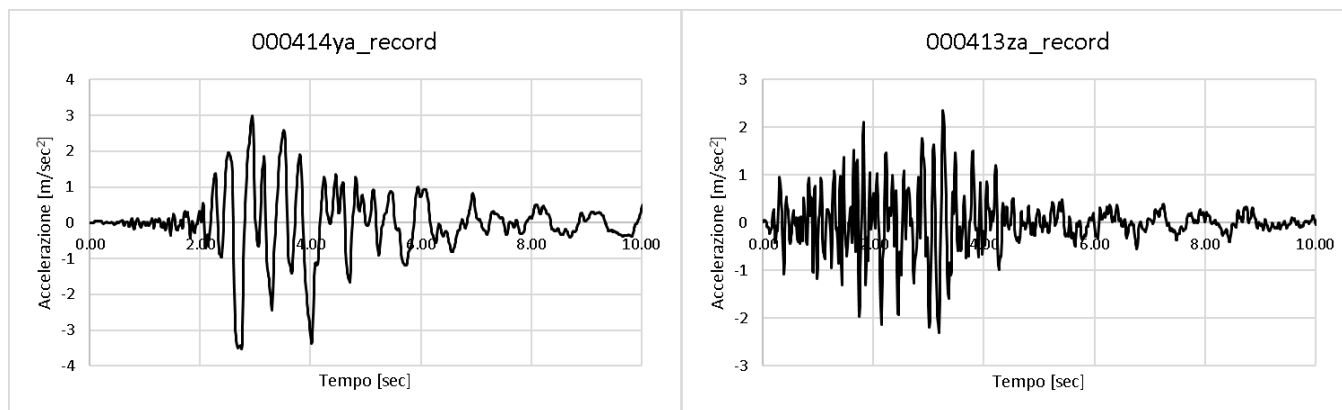


Figura 182 – Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

5.6.2. Modello lineare equivalente dei terreni

Nel presente capitolo si presentano i modelli costitutivi dei terreni utilizzati all'interno dell'analisi dinamica implementata con software QUAKE.

5.6.2.1. Materiali granulari componenti il rilevato arginale

I materiali granulari che compongono il rilevato arginale sono il materiale da rilevato A1-A2 e il materiale già presente in situ UG1A.

Il modello costitutivo del materiale è lineare equivalente, quindi si descrivono le funzioni di decadimento del modulo di taglio per sabbie e ghiaie, il rapporto di smorzamento per sabbie e ghiaie, la Pore Water Pressure Function e la Cyclic Number Function.

Si riporta quindi di seguito la curva di decadimento del modulo di taglio G secondo Seed & Idriss (1970), si utilizza per il materiale da rilevato un valore di G_{max} pari a 96000 kPa e per il materiale presente in situ UG1A un valore di G_{max} pari a 270000 kPa:

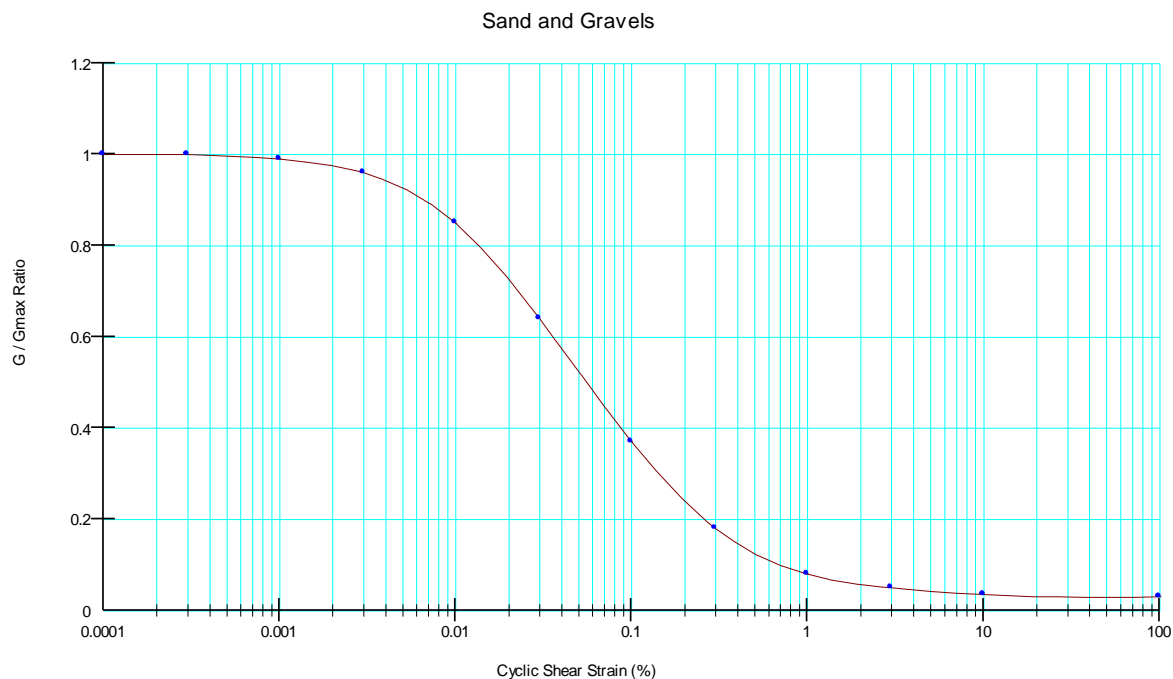


Figura 183 – Curva di decadimento del modulo di taglio G secondo Seed & Idriss (1970)

Si riporta quindi di seguito la curva del rapporto di smorzamento per sabbie e ghiaie di Idriss (1990),

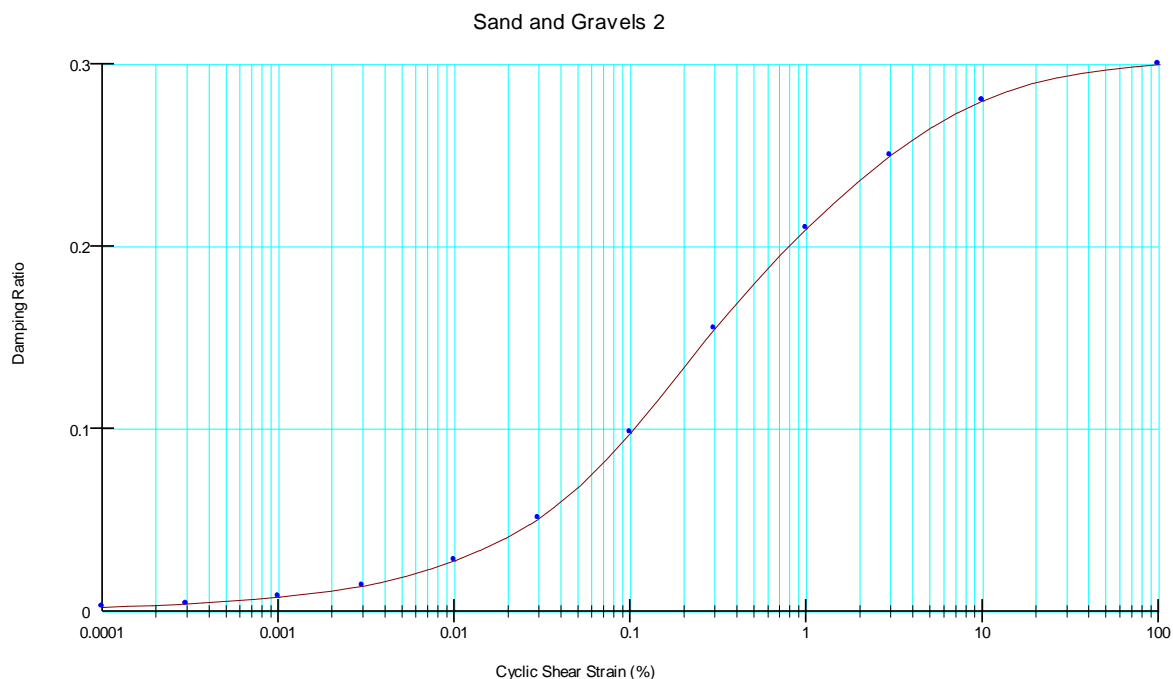


Figura 184 – Rapporto di smorzamento, andamento proposto da Idriss (1990)

Le pressioni interstiziali generate all'interno del terreno durante un sisma sono funzione del numero equivalente di cicli associato a tale evento. Si implementa all'interno del modello quindi una funzione PWP, Pore Water Pressure Function, basata sulle relazioni di Lee and Albaisa (1974) e DeAlba et al. (1975):

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\alpha} - 1 \right]$$

Il valore di α associato a materiali sabbiosi e ghiaiosi è pari a 0.70. QUAKE utilizza la precedente equazione per stimare la funzione PWP rapportata al numero di cicli equivalente, il grafico implementato viene riportato di seguito:

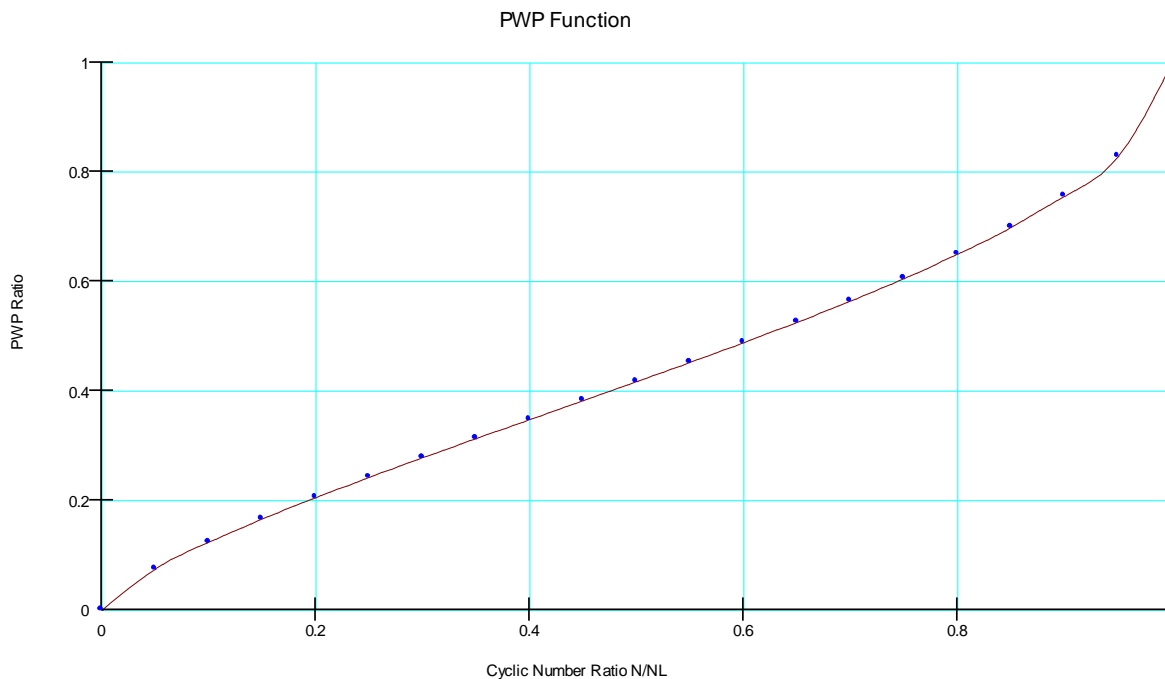


Figura 185 - Cyclic number ratio N/N_L versus pore pressure ratio r_u

Infine si definisce la “Cyclic number function”, che per terreni sabbiosi e ghiaiosi è definita come segue secondo la pubblicazione di Seed e Lee (1965).

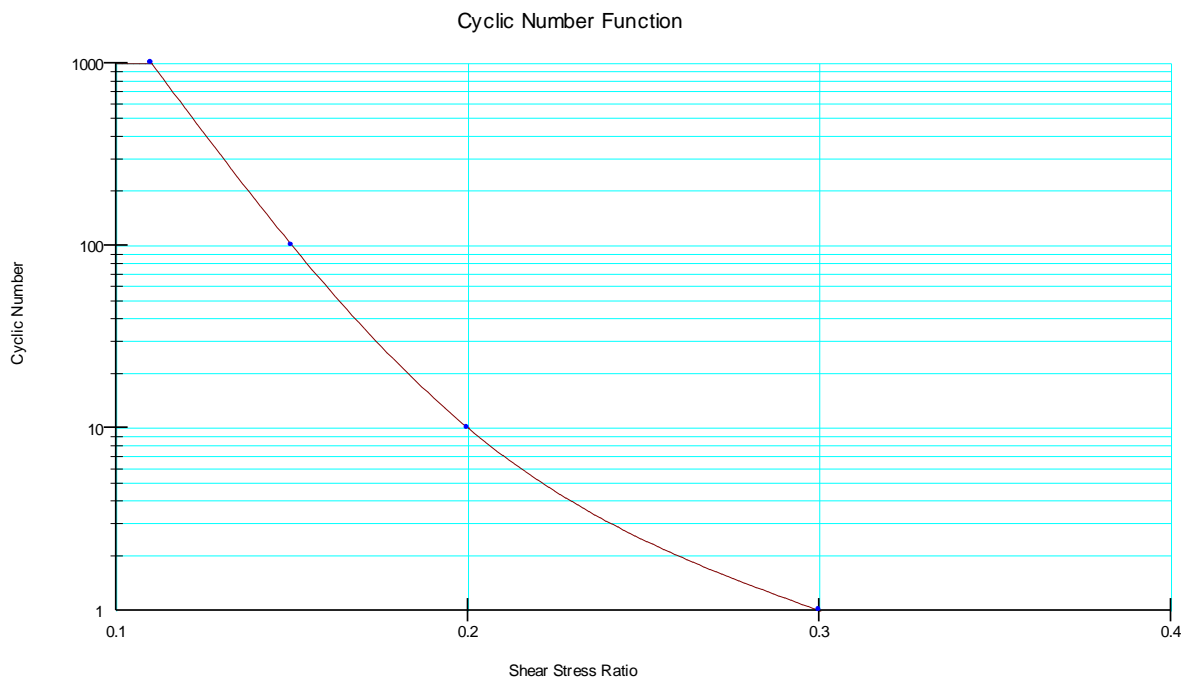


Figura 186 -Cyclic number function

Si riportano quindi i parametri caratteristici utilizzati per i materiali granulari in esame.

Materiale granulare	Peso Specifico	Angolo di attrito	Coesione	Gmax
[-]	[kN/mc]	[°]	[kPa]	[MPa]
A1-A2 - materiale da rilevato	19	35	5	96
UG1A	20	38	0	270

5.6.2.2. Materiali coesivi componenti il rilevato arginale

I materiali coesivi che compongono il rilevato arginale sono il materiale per il nucleo di argilla.

Il modello costitutivo del materiale è lineare equivalente, quindi si descrivono le funzioni di decadimento del modulo di taglio per argille e il rapporto di smorzamento per argille e limi.

Si riporta quindi di seguito la curva di decadimento del modulo di taglio G secondo Seed and Sun (1989), si utilizza per il materiale da rilevato un valore di Gmax pari a 115385 kPa.

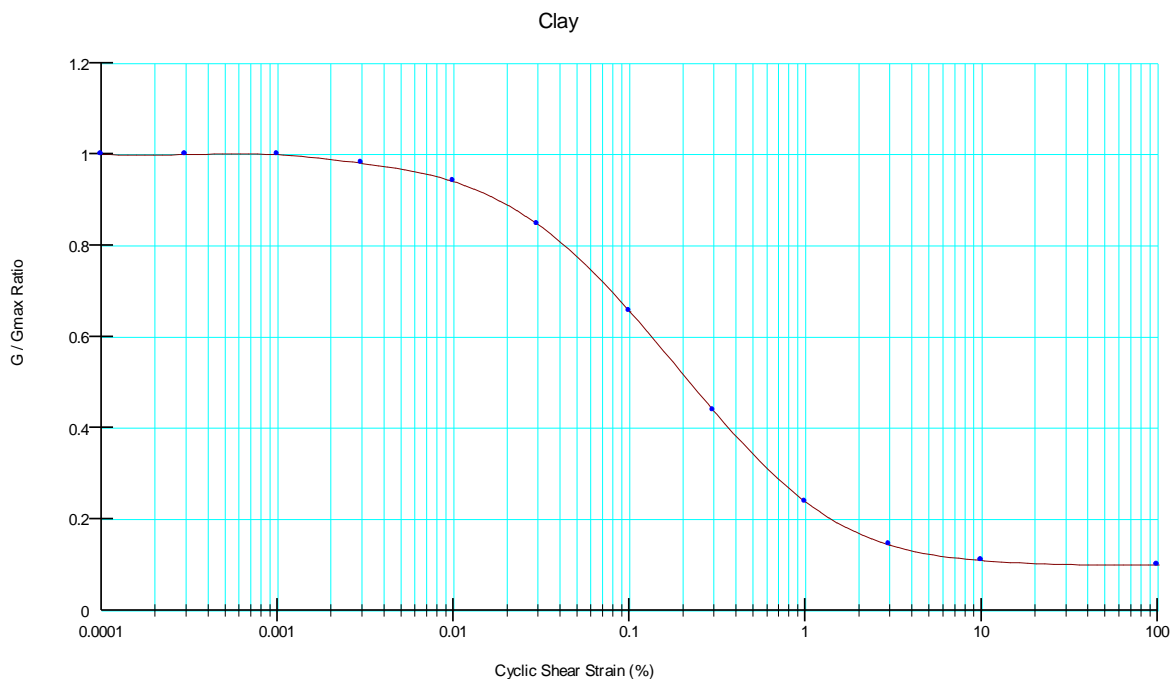


Figura 187 – Curva di decadimento del modulo di taglio G secondo Seed & Idriss (1970)

Si riporta quindi di seguito la curva del rapporto di smorzamento per argille di Idriss (1990),

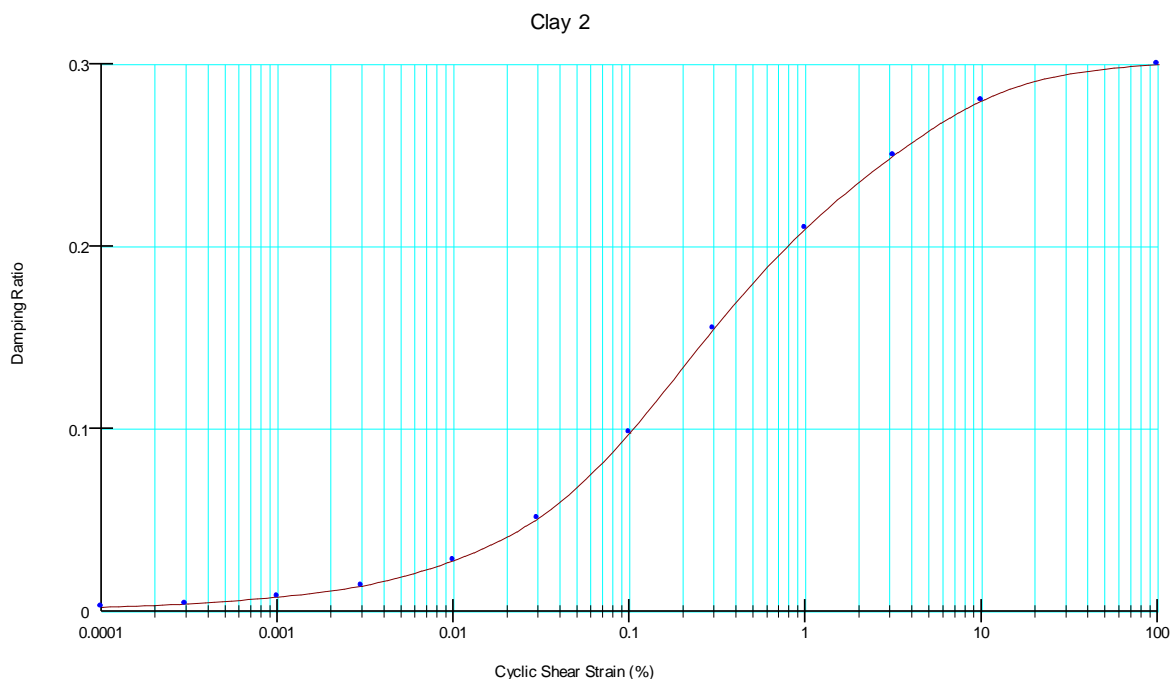


Figura 188 – Rapporto di smorzamento, andamento proposto da Idriss (1990)

Si riportano quindi i parametri caratteristici utilizzati per i materiali granulari in esame.

Materiale granulare	Peso Specifico	Angolo di attrito	Coesione	Gmax
[-]	[kN/mc]	[°]	[kPa]	[MPa]
Nucleo del rilevato arginale	19	26	5	115

5.6.2.3. Materiali di fondazione

Il materiale di fondazione è simulato con un modello elastico lineare, con angolo di attrito e coesione pari al terreno UG1A e valore di Gmax corrispondente ad un valore di 1280 MPa e il valore del rapporto di smorzamento è uguale a $1.0e-30$, estremamente rigido per evitare fenomeni di amplificazione del segnale, in quanto il segnale immesso nel modello è già quello corrispondente ad un terreno di categoria B.

5.6.3. Geometria di calcolo

5.6.3.1. Sezione 1

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 1, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionarie all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla, in colore verde il materiale granulare in situ UG1A ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

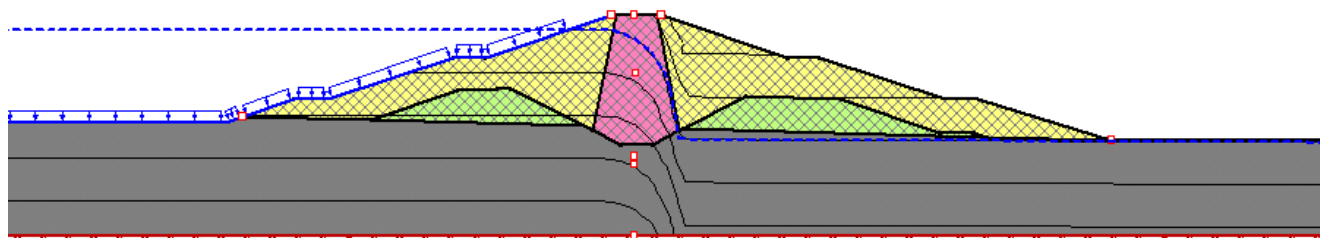


Figura 189 – Sezione 1 dei rilevati arginali

5.6.3.2. Sezione 2

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 2, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionare all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla, in colore verde il materiale granulare in situ UG1A ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

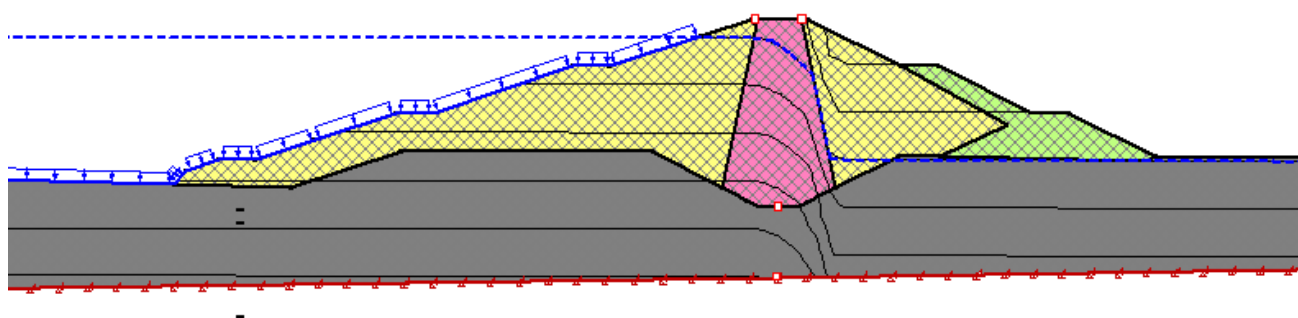


Figura 190 – Sezione 2 dei rilevati arginali

5.6.3.3. Sezione 3

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 3, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionare all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla, in colore verde il materiale granulare in situ UG1A ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

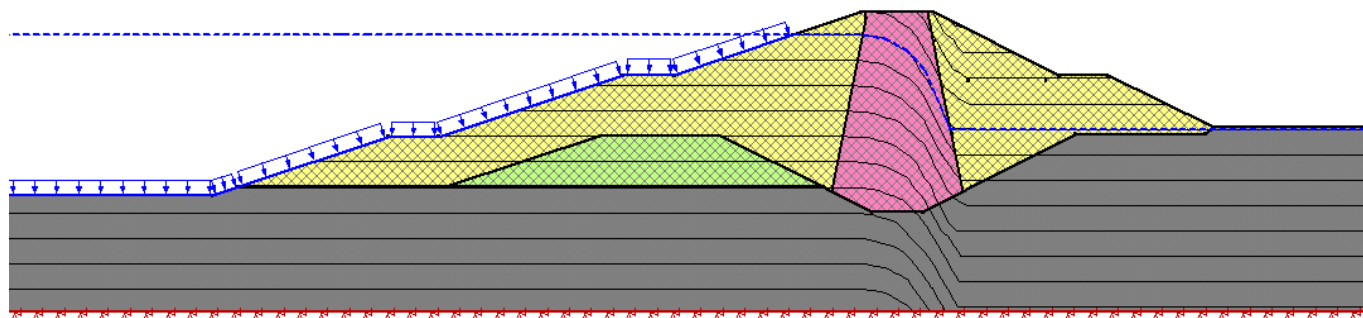


Figura 191 – Sezione 3 dei rilevati arginali

5.6.3.4. Sezione 4

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 4, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionarie all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

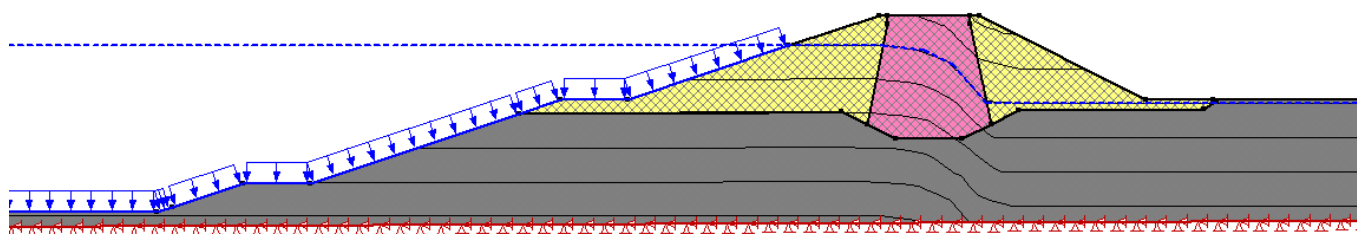


Figura 192 – Sezione 4 dei rilevati arginali

5.6.3.5. Sezione 5

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 5, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionarie all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

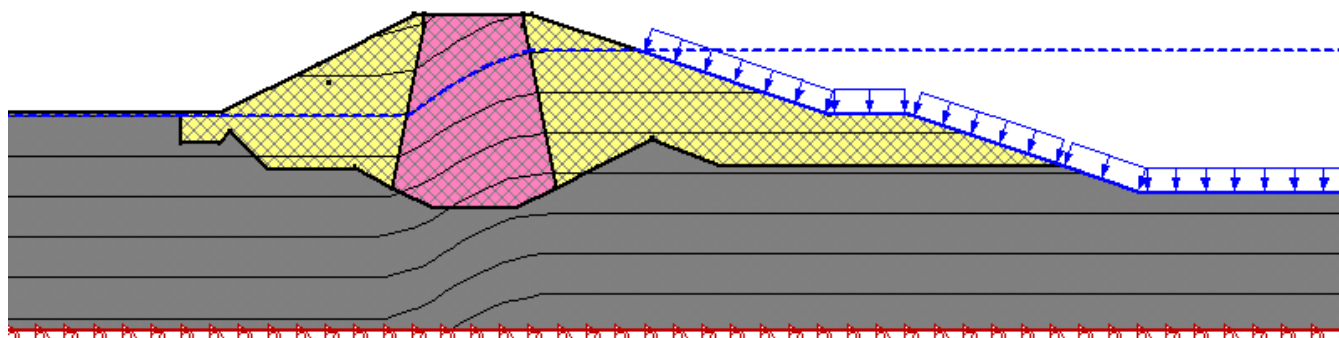


Figura 193 – Sezione 5 dei rilevati arginali

5.6.3.6. Sezione 6

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 6, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionarie all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla, in colore verde il materiale granulare in situ UG1A ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

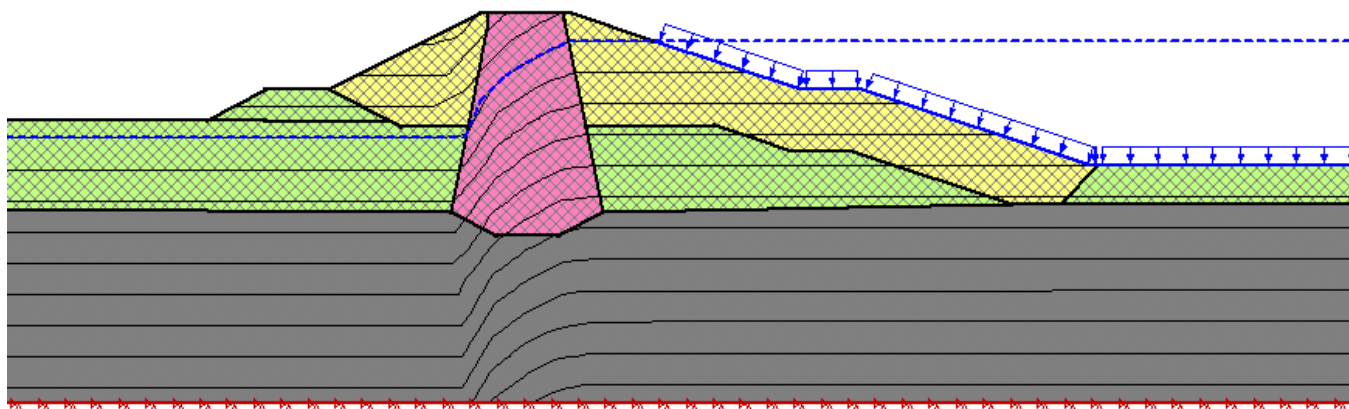


Figura 194 – Sezione 6 dei rilevati arginali

5.6.3.7. Sezione 7

La geometria di calcolo corrisponde al rilevato arginale di Sezione 7, in figura seguente si trova la geometria del modello, in cui viene simulata la falda derivante dall'analisi di flusso in condizioni stazionarie all'interno del rilevato arginale. In colore giallo è rappresentato il materiale granulare da rilevato A1-A2, in colore rosa è rappresentato il nucleo di argilla, in colore verde il materiale granulare in situ UG1A ed infine in colore grigio il terreno di fondazione rigido.

Le condizioni al contorno riguardano dei vincoli alla traslazione orizzontale ai lati del modello e vincoli alla traslazione orizzontale e verticale alla base del modello.

Le coppie di accelerogrammi vengono imposte alla base del modello.

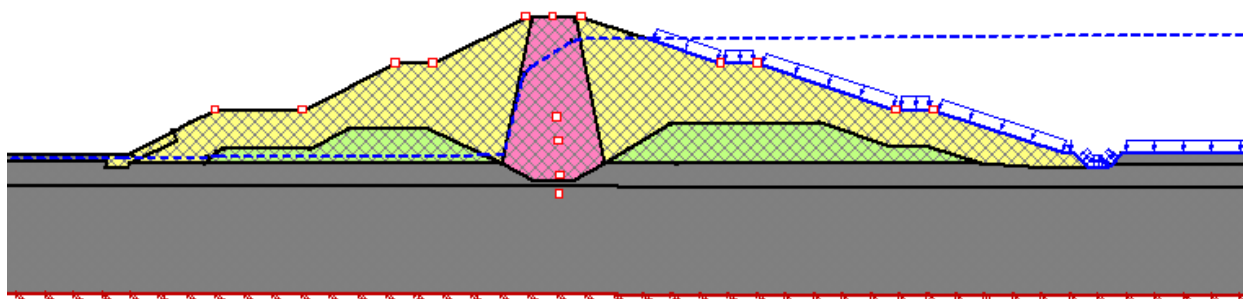


Figura 195 – Sezione 7 dei rilevati arginali

5.6.4. Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo per tutte le sezioni si compongono di:

- 1) Creazione della geometria;
- 2) Inizializzazione dello stato di sforzo e imposizione del livello piezometrico;
- 3) Analisi dinamica con modello lineare equivalente;
- 4) Analisi di Newmark con generazione delle superfici di scorrimento e delle deformazioni accumulate.

5.6.5. Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo si presentano per ogni sezione di calcolo i risultati delle 10 analisi condotte con Metodo di Newmark, 2 analisi per ogni coppia di accelerogrammi, una con direzione di scivolamento verso valle e una con direzione di scivolamento verso monte (lato invaso). Per ciascuna sezione si riporta quindi la superficie di scivolamento che coinvolge la sommità del rilevato arginale con deformazione massima, bisogna precisare che il fattore di sicurezza associato a tale superficie non è in alcun modo comparabile con quello ottenuto con il software SLOPE/W in condizioni pseudostatiche. Infatti si riporteranno invece i fattori di sicurezza minimi ottenuti per le sezioni in esame e i fattori di sicurezza associati a superfici comparabili con quelle di SLOPE/W con metodo pseudostatico.

5.6.5.1. Sezione 1

5.6.5.1.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

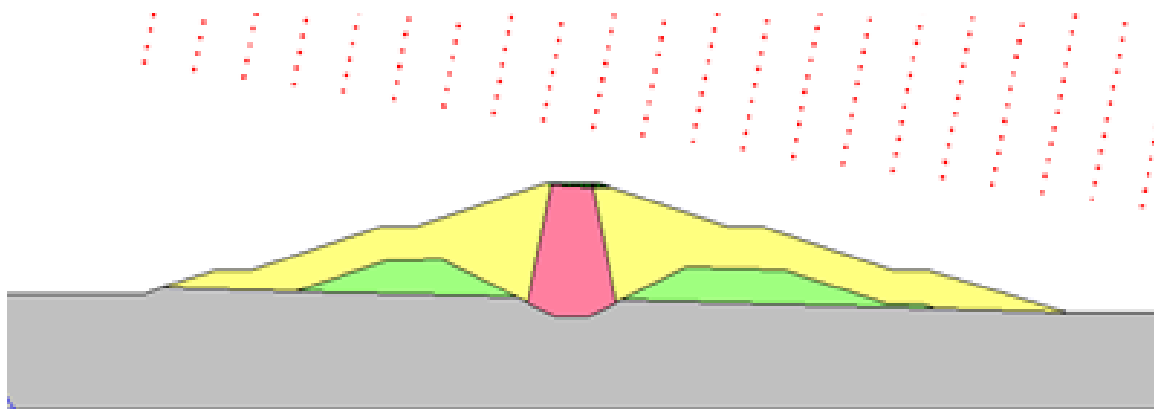


Figura 196 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

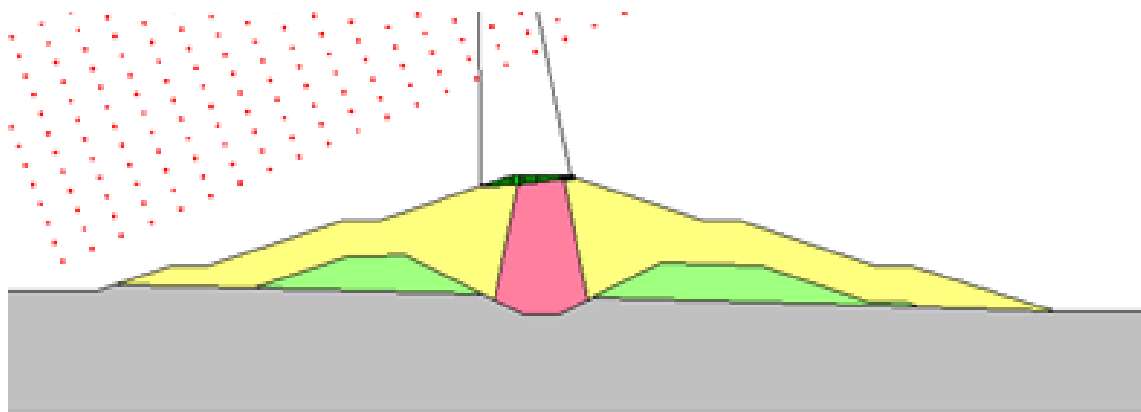


Figura 197 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	8551	5	0.0644	42.68	0.0865	0.0624	0.0093

Sezione 1			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	7440	2.81	0.0832	51.66	0.0923	0.0815	0.0165

5.6.5.1.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

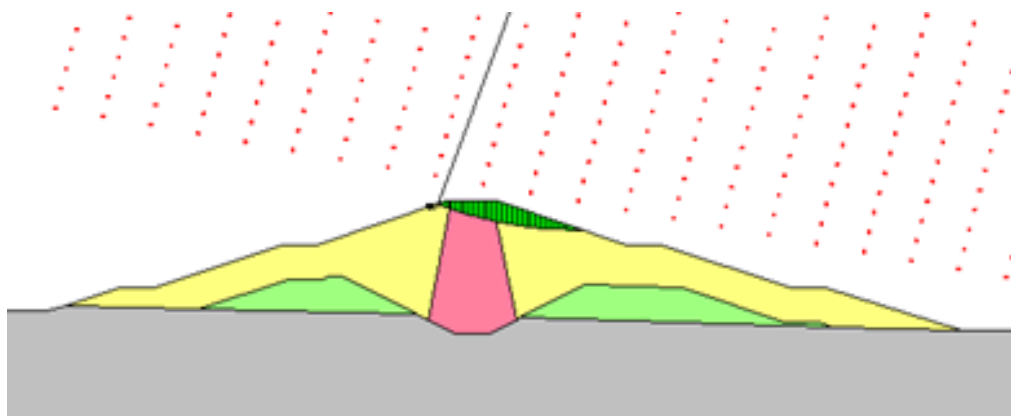


Figura 198 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

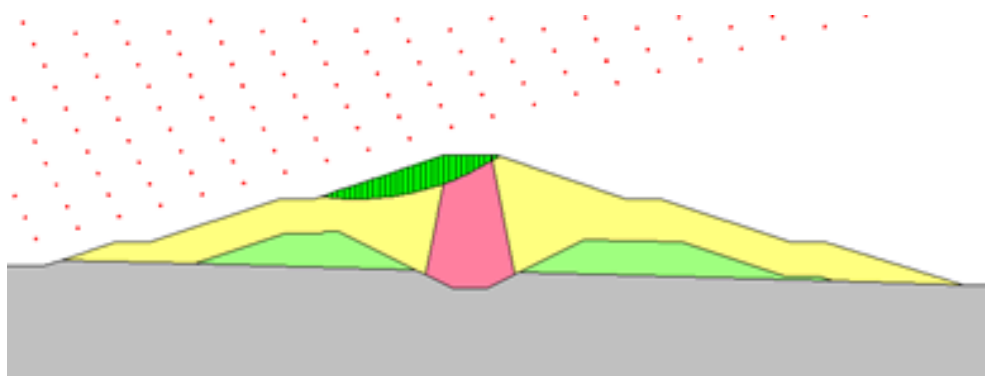


Figura 199 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	8130	5	0.02	46.54	0.0246	0.0187	0.007

Sezione 1			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	4183	2.73	0.0756	30.64	0.1414	0.064	0.0408

5.6.5.1.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

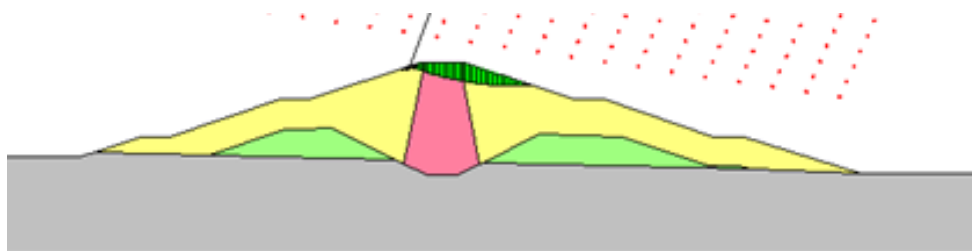


Figura 200 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

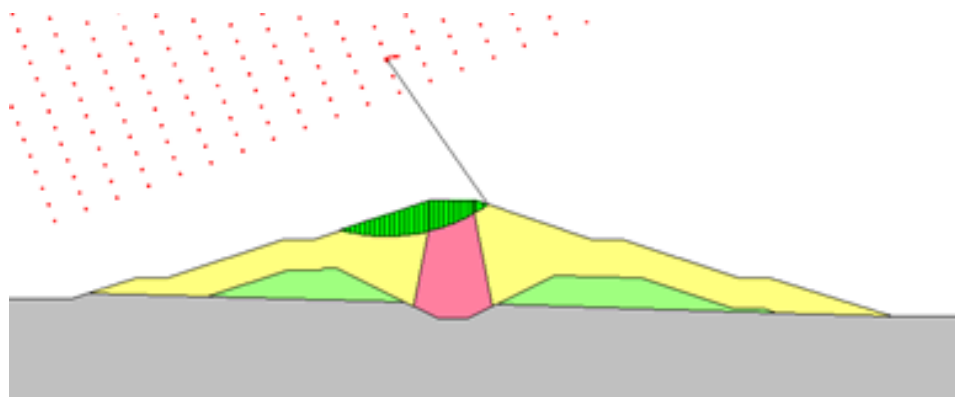


Figura 201 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	7207	3.56	0.0505	40.53	0.0714	0.0473	0.0178

Sezione 1			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	1118	4.52	0.0849	22.88	0.2126	0.07	0.0487

5.6.5.1.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

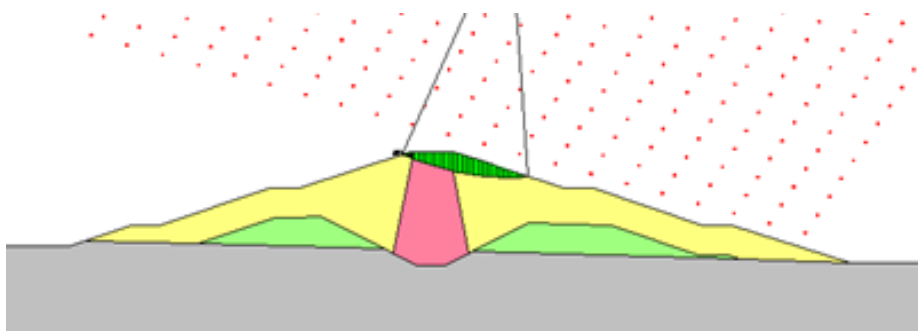


Figura 202 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

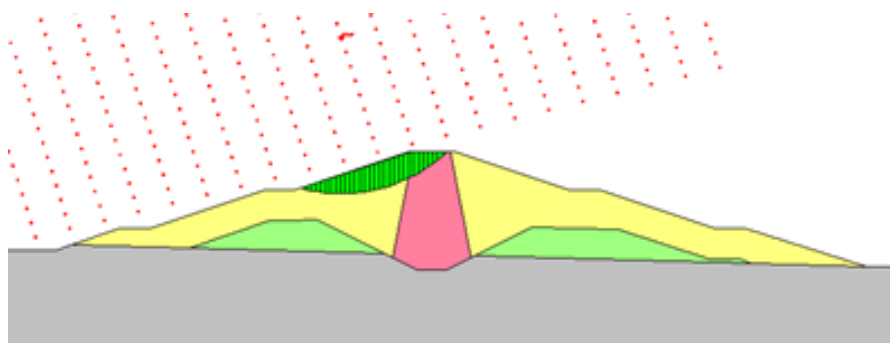


Figura 203 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	5526	4.33	0.0103	35.72	0.0165	0.0094	0.0042

Sezione 1			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	3741	3.36	0.0279	20.37	0.0785	0.0205	0.0185

5.6.5.1.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

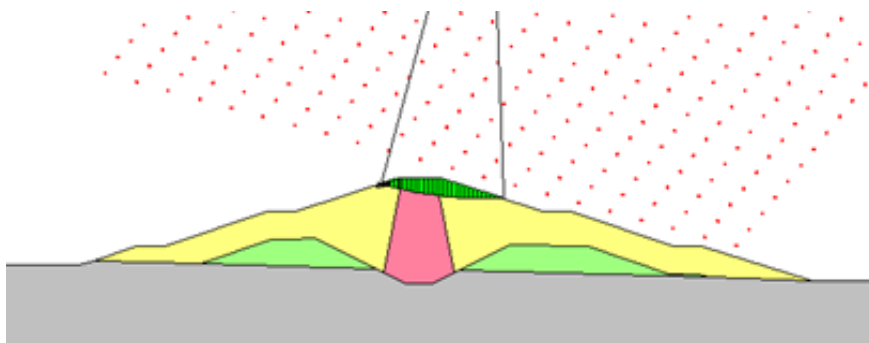


Figura 204 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

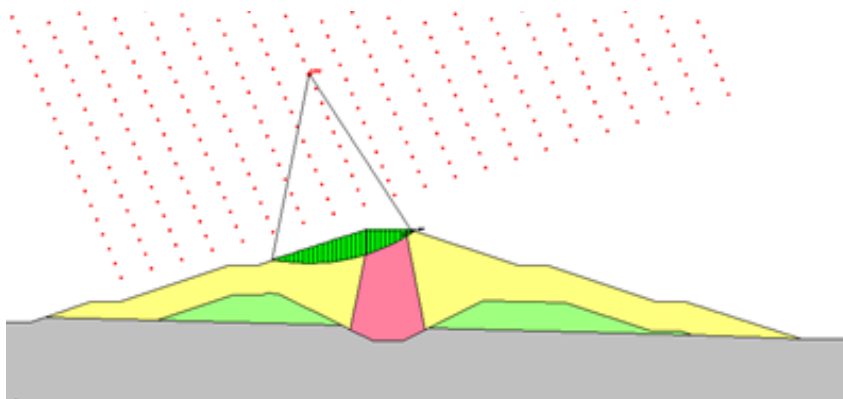


Figura 205 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	7480	5	0.1925	59.98	0.1839	0.1859	0.0513

Sezione 1			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	4141	2.29	0.3356	25.95	0.741001913	0.2797	0.1855

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 1			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	8551	0.0644	0.0624	0.0093	7440	0.0832	0.0815	0.0165
2	006328	000068	8130	0.02	0.0187	0.007	4183	0.0756	0.064	0.0408
3	000594	000594	7207	0.0505	0.0473	0.0178	1118	0.0849	0.07	0.0487
4	000623	000159	5526	0.0103	0.0094	0.0042	3741	0.0279	0.0205	0.0185
5	000414	000413	7480	0.1925	0.1859	0.0513	4141	0.3356	0.2797	0.1855

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.1855 m per la Sezione 1.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.29 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 1.80.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.2. Sezione 2

5.6.5.2.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

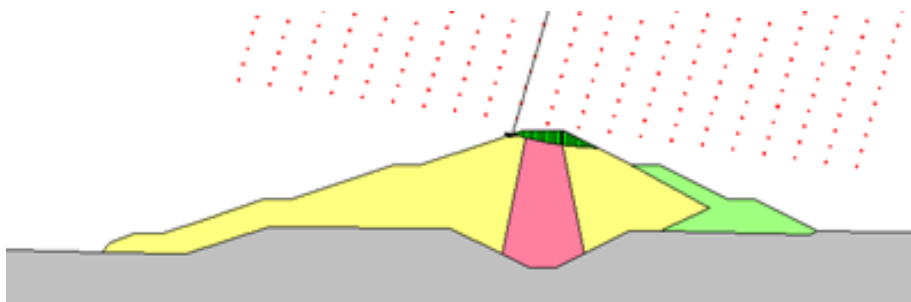


Figura 206 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

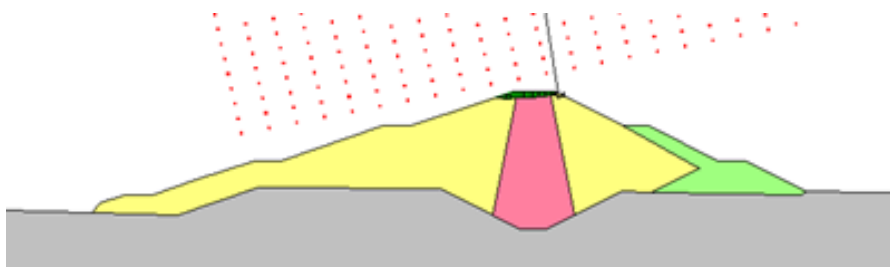


Figura 207 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	5274	5	0.0105	50.07	0.0120	0.0102	0.0031

Sezione 2			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	9075	5	0.0125	47.99	0.0149	0.0119	0.0024

5.6.5.2.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

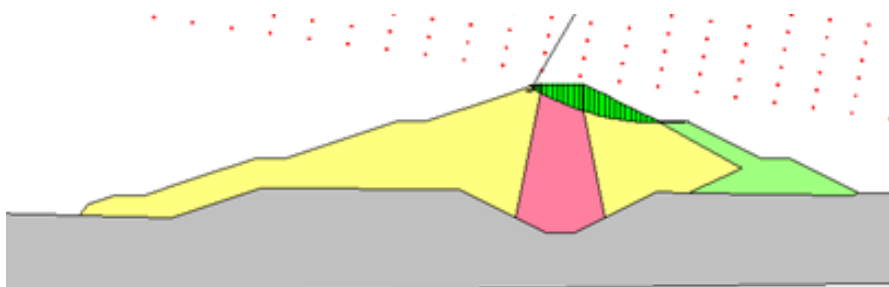


Figura 208 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

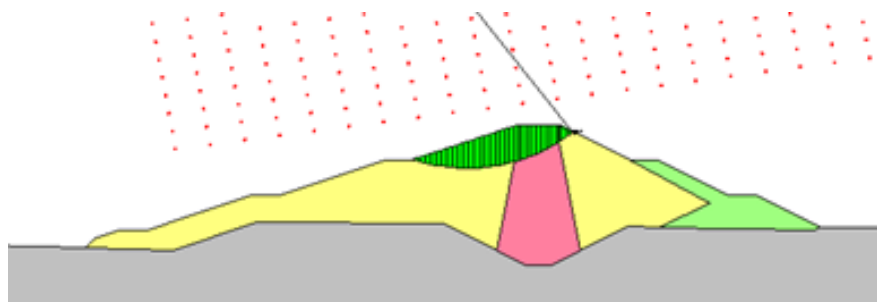


Figura 209 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	3784	2.92	0.2297	34.14	0.3855	0.1976	0.1152

Sezione 2			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	2841	5	0.1172	24	0.2798	0.0934	0.0716

5.6.5.2.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

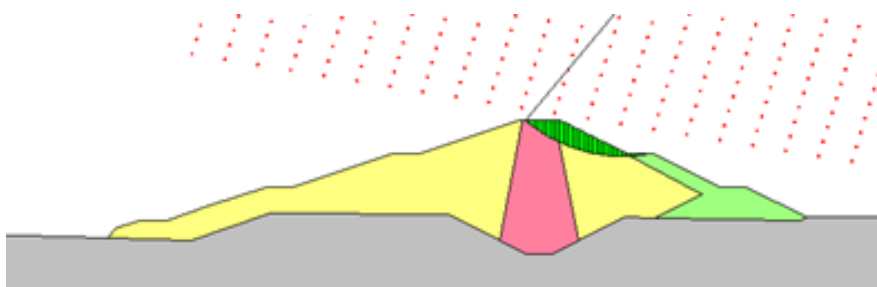


Figura 210 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

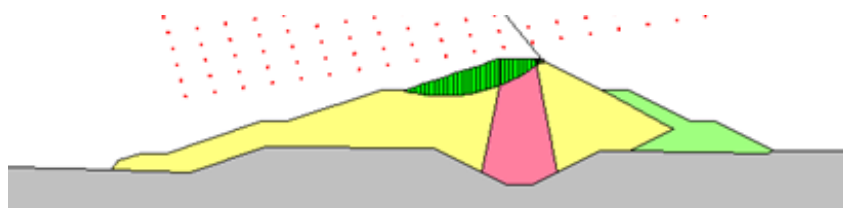


Figura 211 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	3700	2.53	0.0957	22.9	0.2394	0.0725	0.0144

Sezione 2			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	3302	3.04	0.0856	24.62	0.1992	0.0666	0.0534

5.6.5.2.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

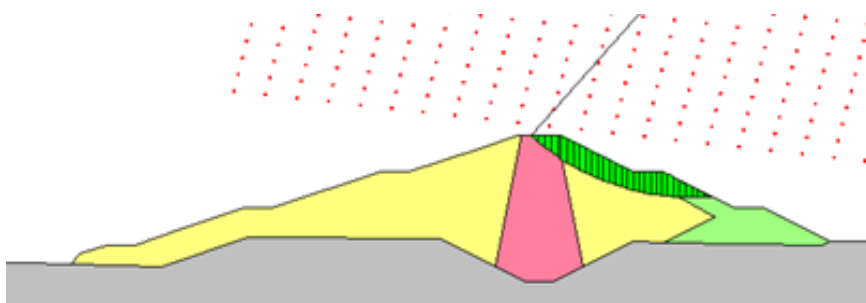


Figura 212 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

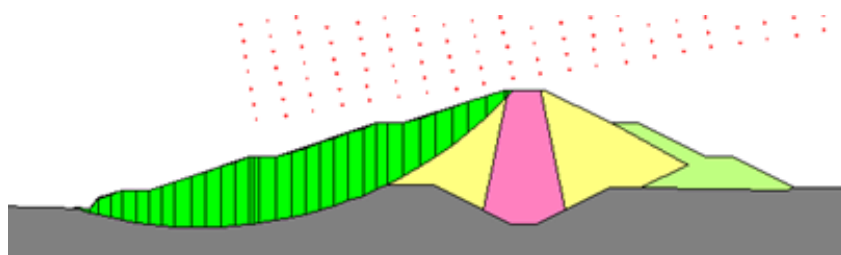


Figura 213 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	3323	2.57	0.0095	33.53	0.0162	0.0067	0.0063

Sezione 2			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	3281	5	0.0034	22.68	0.0086	0.0028	0.0017

5.6.5.2.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

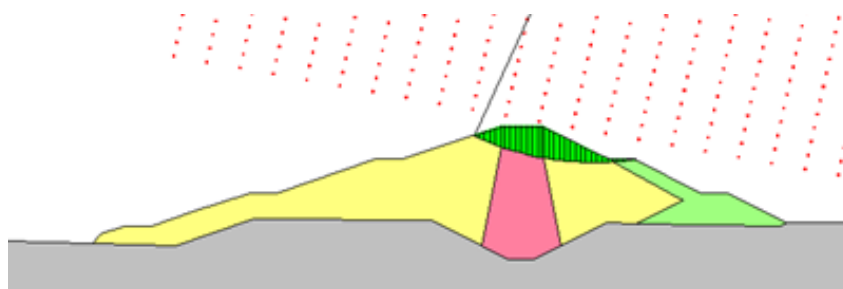


Figura 214 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

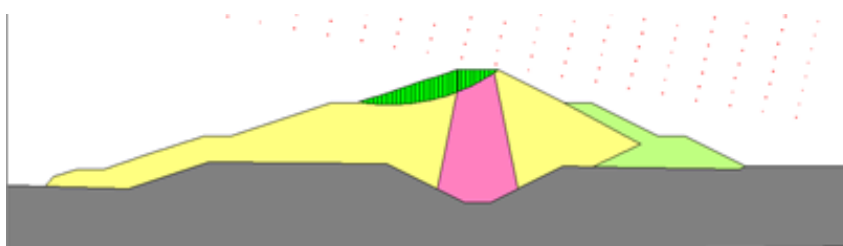


Figura 215 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	4352	5	0.1994	43.31	0.2638	0.181	0.0834

Sezione 2			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	7459	5	0.1929	57.22	0.1932	0.1872	0.0466

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 2			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	5274	0.0105	0.0102	0.0031	9075	0.0125	0.0119	0.0024
2	006328	000068	3784	0.2297	0.1976	0.1152	2841	0.1172	0.0934	0.0716
3	000594	000594	3700	0.0957	0.0725	0.0144	3302	0.0856	0.0666	0.0534
4	000623	000159	3323	0.0095	0.0067	0.0063	3281	0.0034	0.0028	0.0017
5	000414	000413	4352	0.1994	0.181	0.0834	7459	0.1929	0.1872	0.0466

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.1152 m per la Sezione 2.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.55 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 2.05.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.3. Sezione 3

5.6.5.3.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

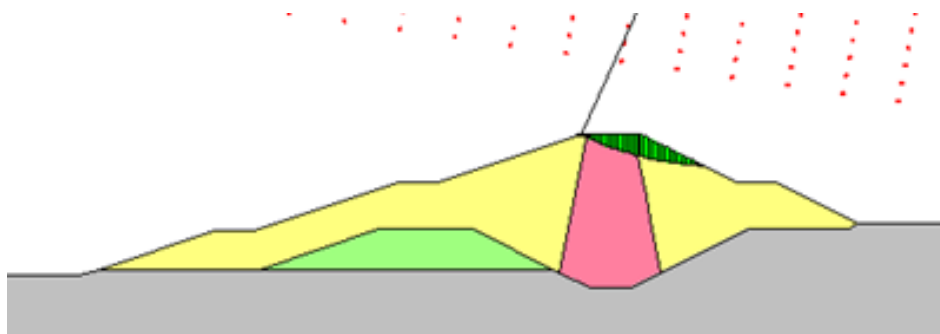


Figura 216 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

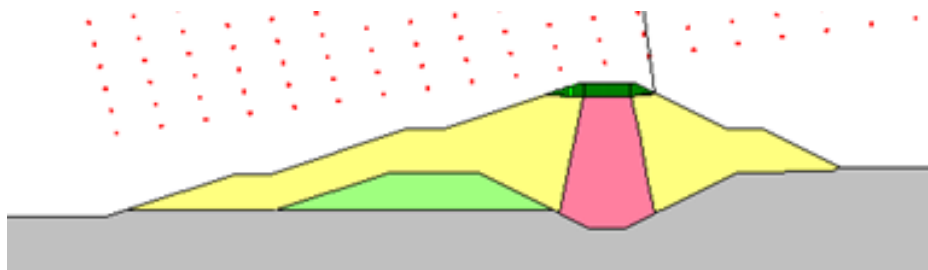


Figura 217 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	6410	5	0.0663	35.82	0.1061	0.0603	0.0276

Sezione 3			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	7774	4.289	0.0268	46.7	0.0329	0.0263	0.0035

5.6.5.3.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

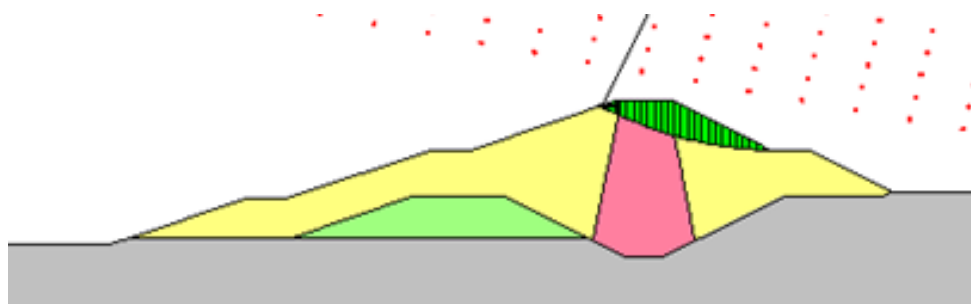


Figura 218 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

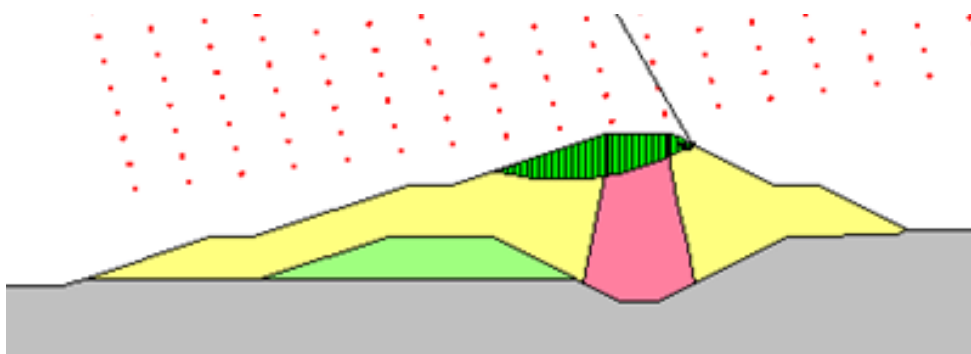


Figura 219 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	6850	3.13	0.0268	41.52	0.0370	0.0239	0.0122

Sezione 3			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	3722	5	0.0182	25.07	0.0416	0.0157	0.0089

5.6.5.3.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

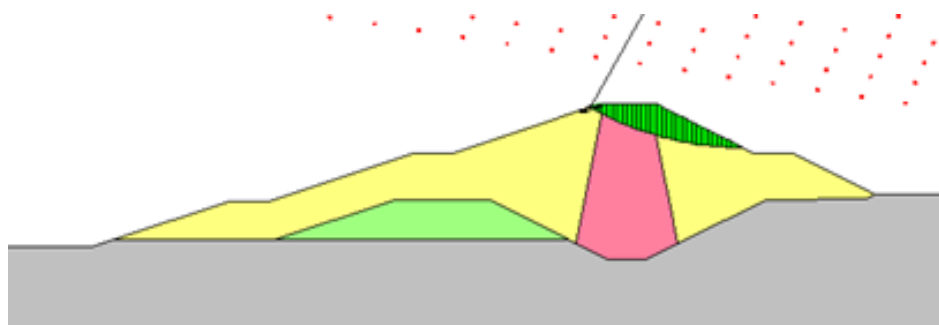


Figura 220 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

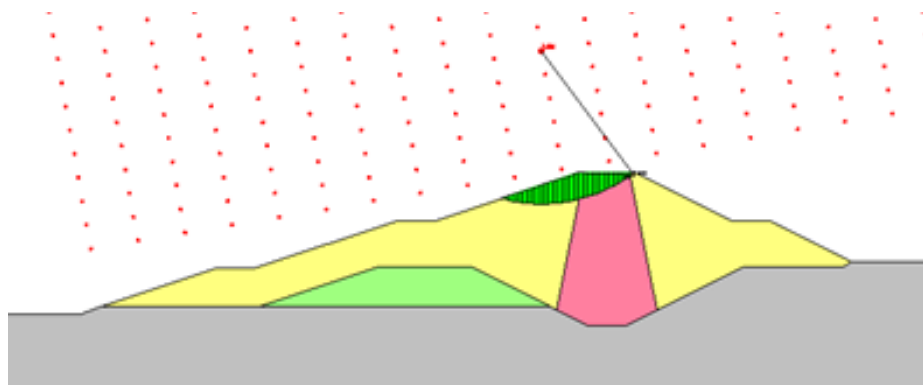


Figura 221 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	5066	3	0.043	31.47	0.0783	0.0374	0.0209

Sezione 3			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	2419	5	0.0351	16	0.1257	0.028	0.0211

5.6.5.3.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

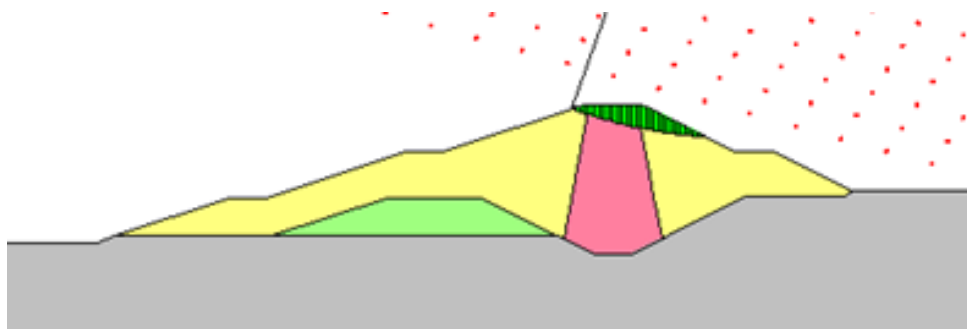


Figura 222 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

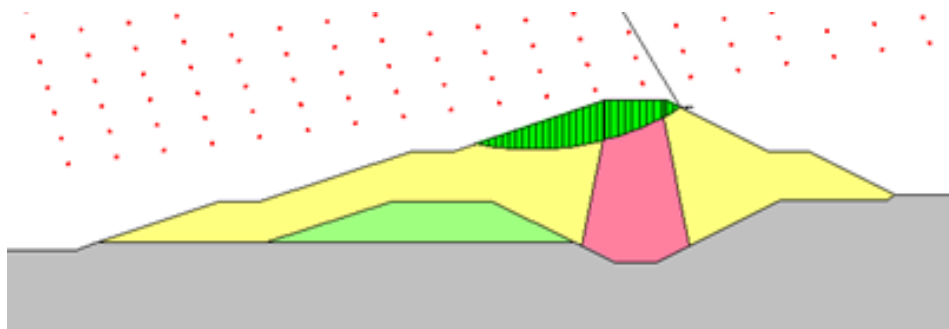


Figura 223 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	5652	3.59	0.012	52.65	0.0131	0.0109	0.0043

Sezione 3			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	4206	4.81	0.0273	28.33	0.0552	0.0231	0.0138

5.6.5.3.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

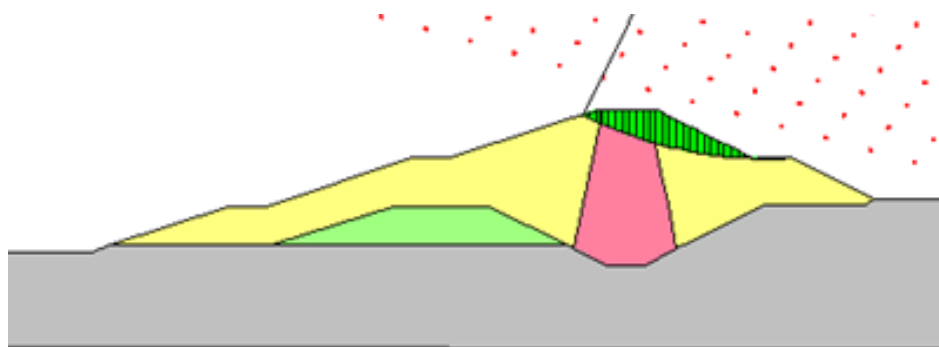


Figura 224 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

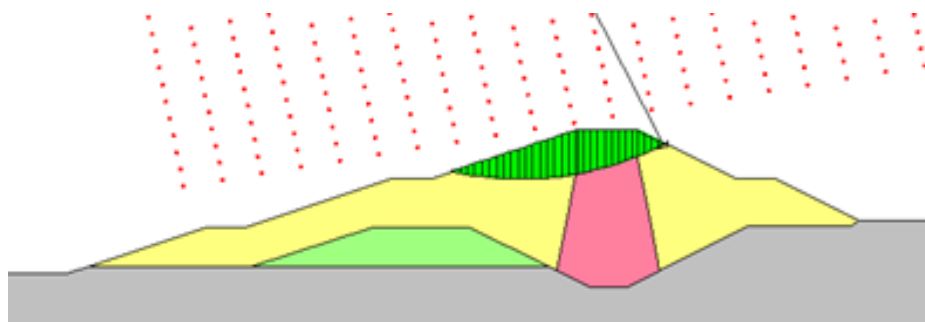


Figura 225 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	5149	4.16	0.2036	43.64	0.2673	0.1825	0.0927

Sezione 3			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	6830	4.77	0.1981	31.48	0.3606	0.1744	0.1044

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 3			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	6410	0.0663	0.0603	0.0276	7774	0.0268	0.0263	0.0035
2	006328	000068	6850	0.0268	0.0239	0.0122	3722	0.0182	0.0157	0.0089
3	000594	000594	5066	0.043	0.0374	0.0209	2419	0.0351	0.028	0.0211
4	000623	000159	5652	0.012	0.0109	0.0043	4206	0.0273	0.0231	0.0138
5	000414	000413	5149	0.2036	0.1825	0.0927	6830	0.1981	0.1744	0.1044

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.1044 m per la Sezione 3.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.85 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 1.88.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.4. Sezione 4

5.6.5.4.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

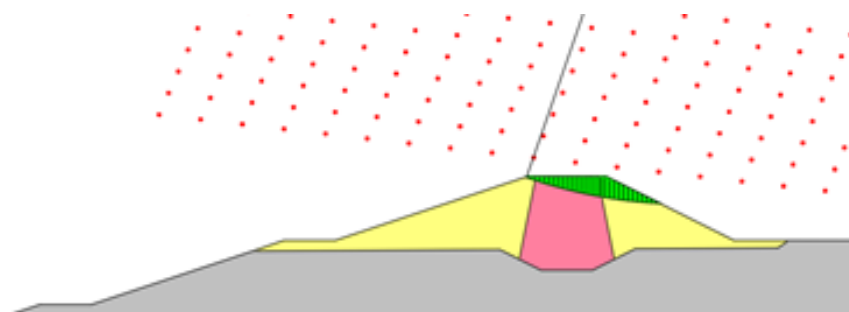


Figura 226 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

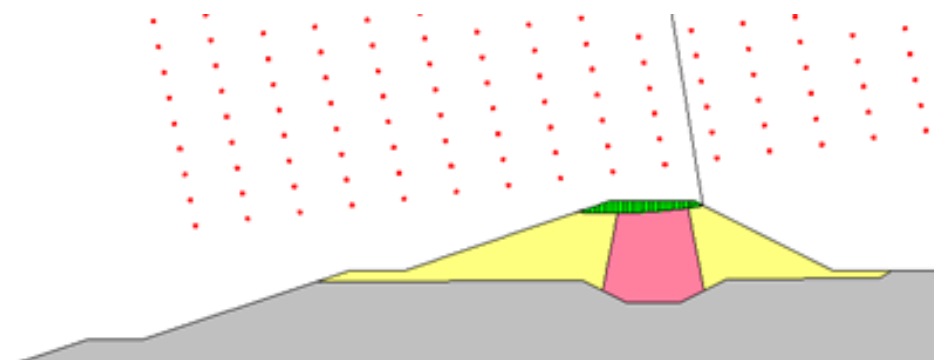


Figura 227 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	5715	4.5	0.0812	37.65	0.1236	0.0767	0.0265

Sezione 4			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	9035	5	0.0902	40.86	0.1265	0.0886	0.0145

5.6.5.4.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

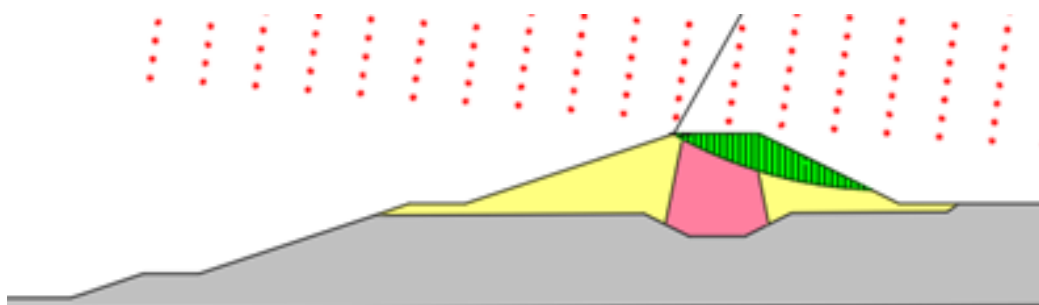


Figura 228 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

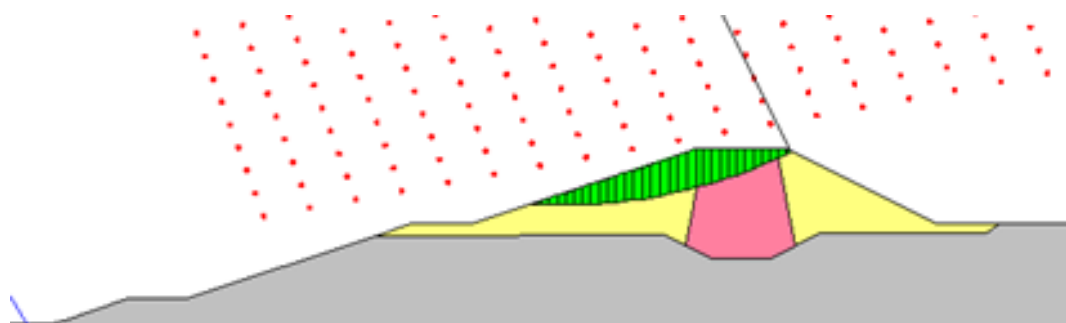


Figura 229 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	9100	2.99	0.0075	30.82	0.0139	0.0065	0.0036

Sezione 4			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	8595	4.5	0.0139	33.89	0.0235	0.0122	0.006

5.6.5.4.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

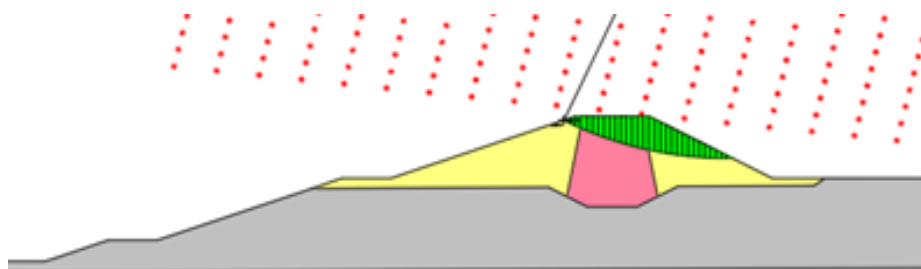


Figura 230 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

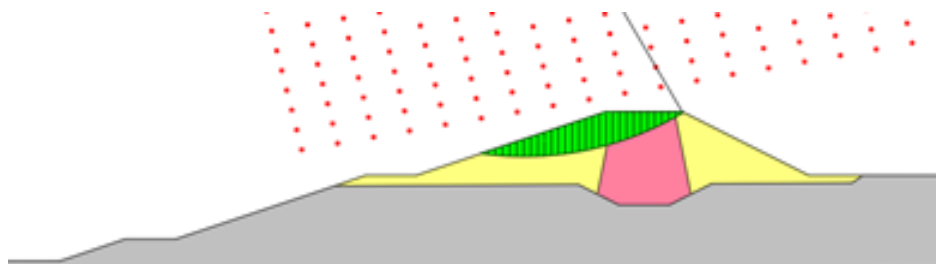


Figura 231 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	9056	5	0.019	30.59	0.0356	0.0172	0.0086

Sezione 4			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	5907	2.48	0.0643	24.67	0.1493	0.0549	0.0329

5.6.5.4.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

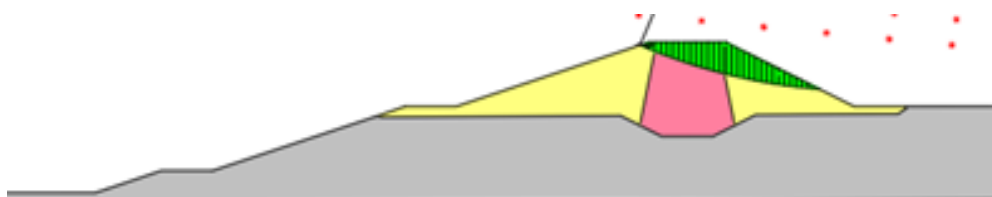


Figura 232 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

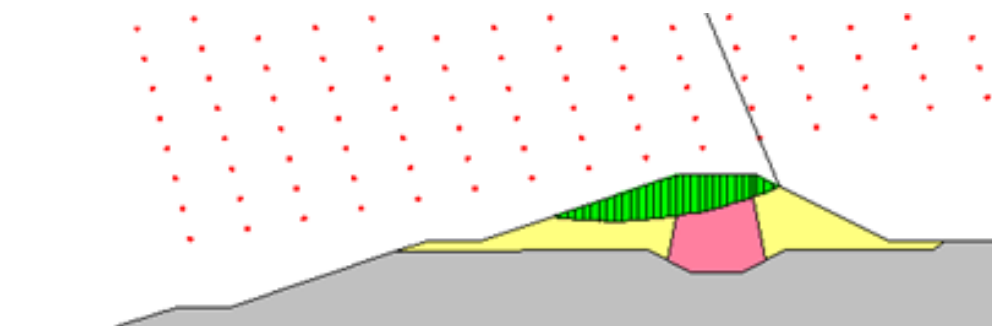


Figura 233 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	9014	4.83	0.006	44.66	0.0077	0.006	0.0024

Sezione 4			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	5487	3.51	0.0161	32.94	0.0280	0.0145	0.0061

5.6.5.4.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

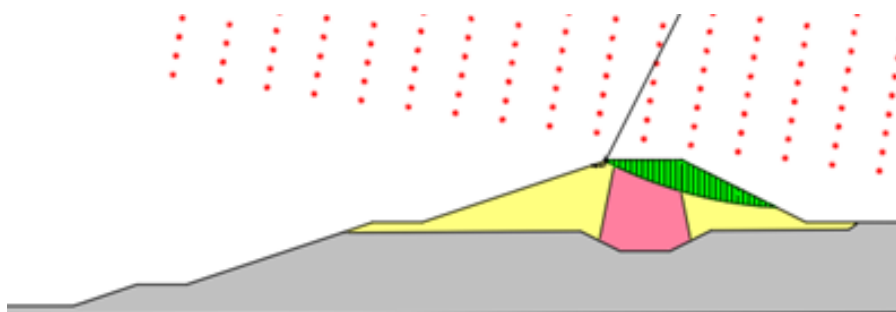


Figura 234 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

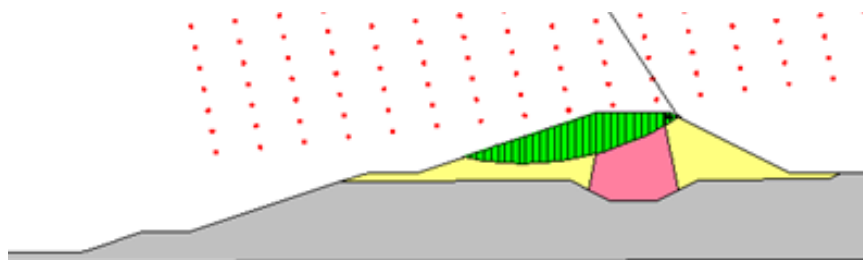


Figura 235 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	3954	5	0.0179	34.86	0.0294	0.0159	0.008

Sezione 4			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	5026	2.29	0.0166	23.67	0.0402	0.0135	0.0088

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 4			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	5715	0.0812	0.0767	0.0265	9035	0.0902	0.0886	0.0145
2	006328	000068	9100	0.0075	0.0065	0.0036	8595	0.0139	0.0122	0.006
3	000594	000594	9056	0.019	0.0172	0.0086	5907	0.0643	0.0549	0.0329
4	000623	000159	9014	0.006	0.006	0.0024	5487	0.0161	0.0145	0.0061
5	000414	000413	3954	0.0179	0.0159	0.008	5026	0.0166	0.0135	0.0088

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.0329 m per la Sezione 4.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.44 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 2.07.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.5. Sezione 5

5.6.5.5.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

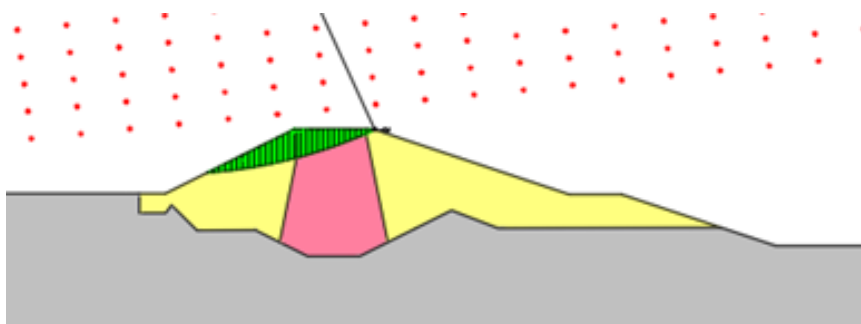


Figura 236 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

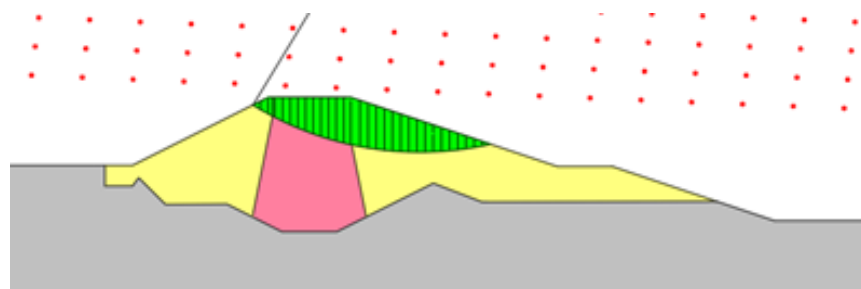


Figura 237 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	7167	3.89	0.013	37.36	0.0199	0.0115	0.0056

Sezione 5			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	4142	4.36	0.0119	23.23	0.0294	0.0101	0.0062

5.6.5.5.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

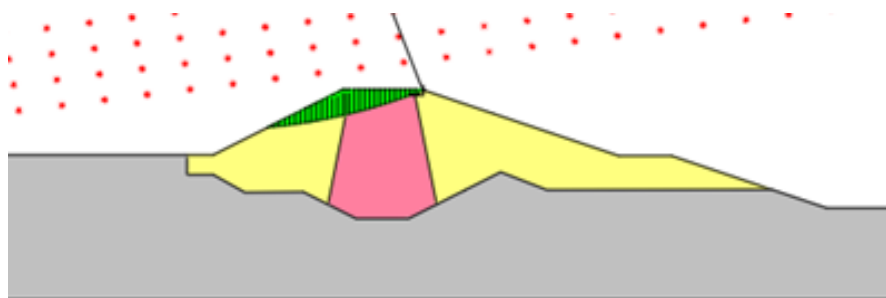


Figura 238 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

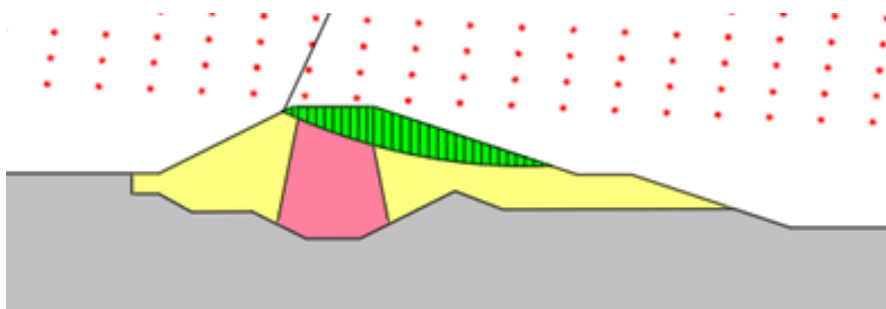


Figura 239 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	8972	5	0.0405	42.91	0.0541	0.0369	0.0146

Sezione 5			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	9015	2.91	0.0363	42.85	0.0485	0.0328	0.0151

5.6.5.5.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

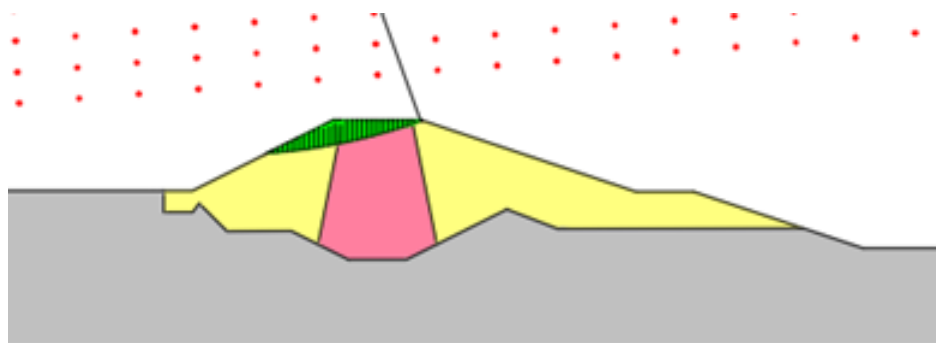


Figura 240 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

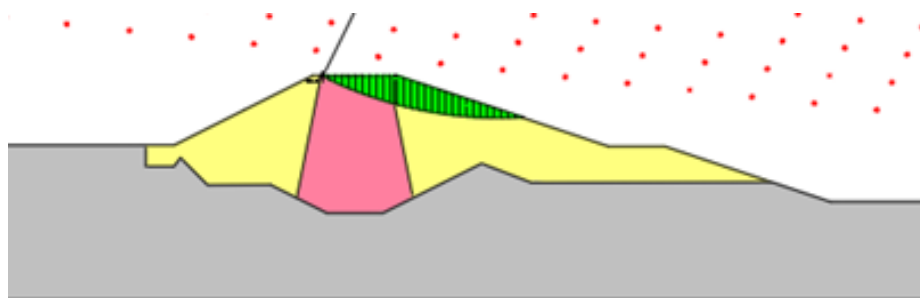


Figura 241 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	7209	2.94	0.1119	39.4	0.1627	0.1052	0.0385

Sezione 5			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	5444	5	0.1229	28.3	0.2488	0.1106	0.0548

5.6.5.5.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

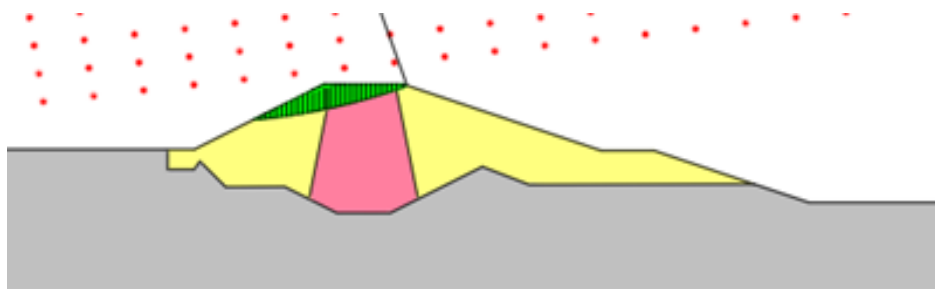


Figura 242 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

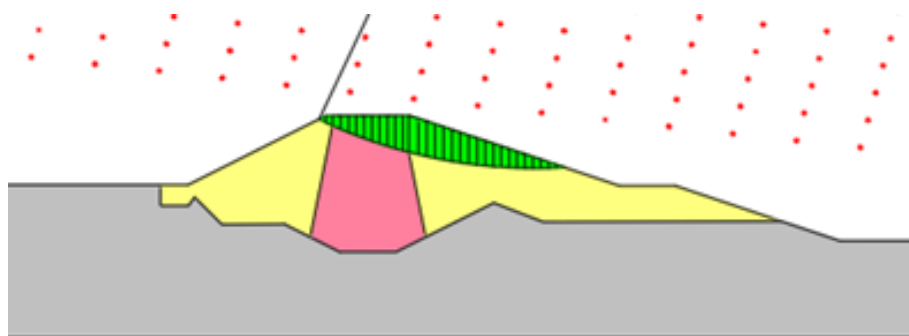


Figura 243 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invasore)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasore.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	8993	3.12	0.0322	45.75	0.0403	0.0302	0.0114

Sezione 5			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	7231	5	0.0288	36	0.0458	0.0255	0.0134

5.6.5.5.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

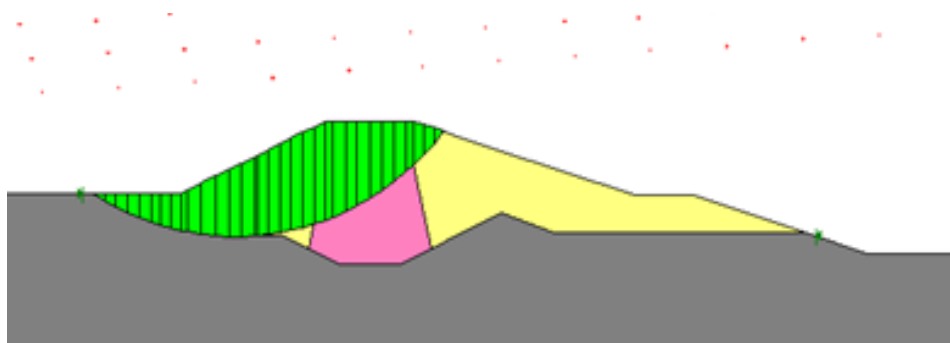


Figura 244 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

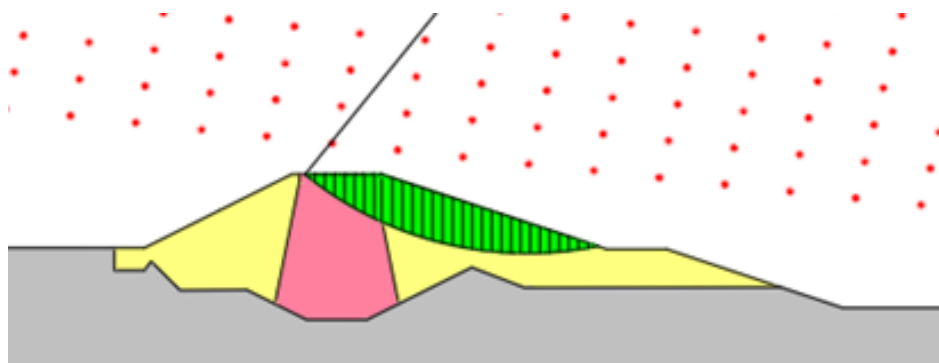


Figura 245 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invasivo)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invasivo.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	1916	2.19	0	17.6	0.0000	0	0

Sezione 5			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	3262	4.81	0.0268	23.54	0.0652	0.0208	0.0168

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 5			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	7167	0.013	0.0115	0.0056	4142	0.0119	0.0101	0.0062
2	006328	000068	8972	0.0405	0.0369	0.0146	9015	0.0363	0.0328	0.0151
3	000594	000594	7209	0.1119	0.1052	0.0385	5444	0.1229	0.1106	0.0548
4	000623	000159	8993	0.0322	0.0302	0.0114	7231	0.0288	0.0255	0.0134
5	000414	000413	1916	0	0	0	3262	0.0268	0.0208	0.0168

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.0548 m per la Sezione 5.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.82 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 2.07.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.6. Sezione 6

5.6.5.6.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

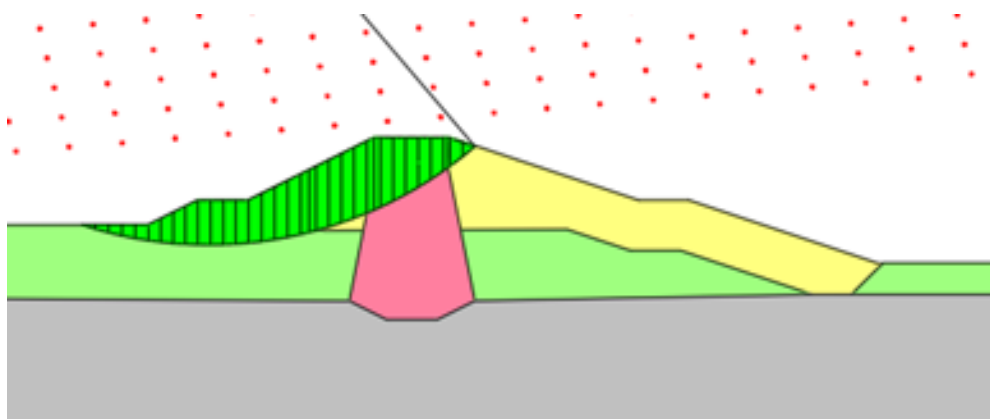


Figura 246 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

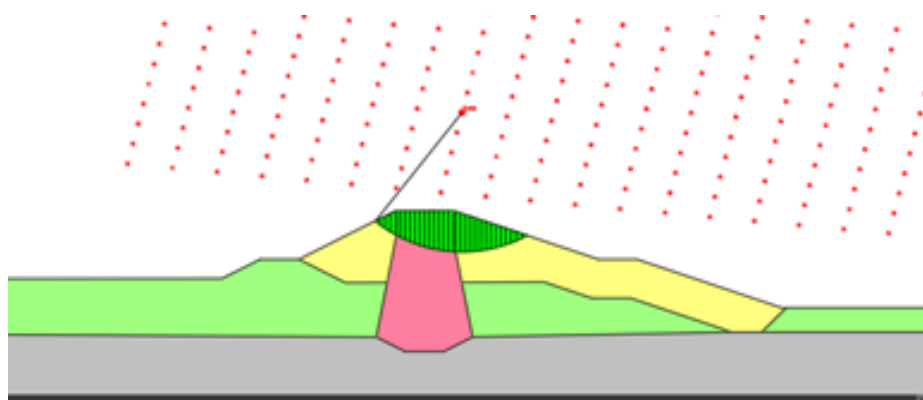


Figura 247 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	4567	5	0.0829	32.64	0.1455	0.064	0.0535

Sezione 6			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	1918	5	0.0356	14.34	0.1422	0.0277	0.0223

5.6.5.6.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

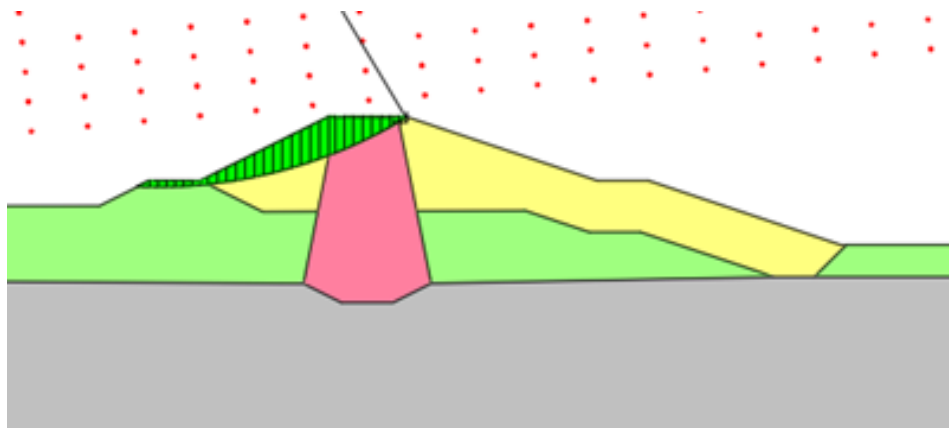


Figura 248 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

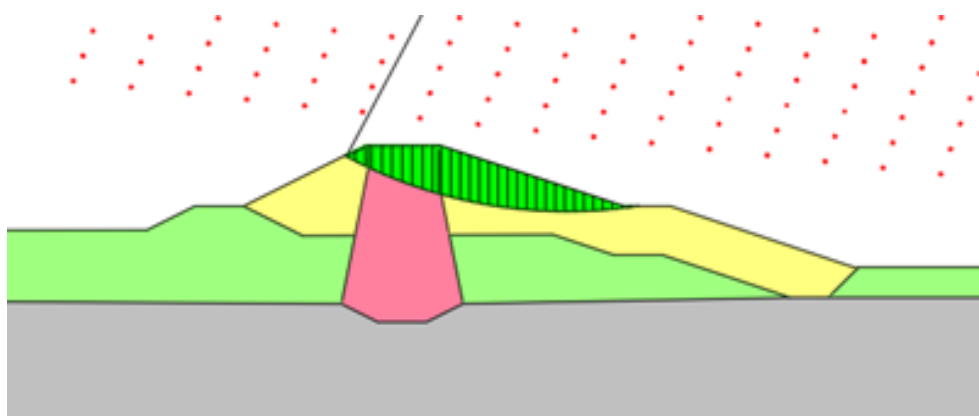


Figura 249 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	6328	3.72	0.1064	37.86	0.1610	0.0948	0.057

Sezione 6			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	6748	2.72	0.1514	38.41	0.2258	0.1352	0.0706

5.6.5.6.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla

superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

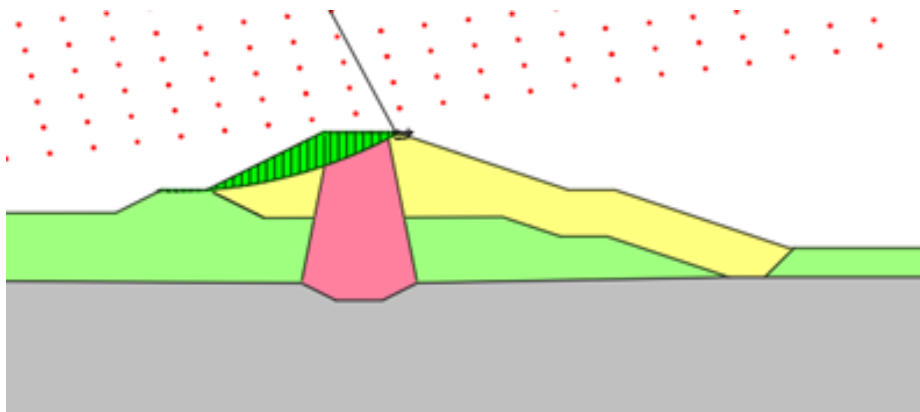


Figura 250 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

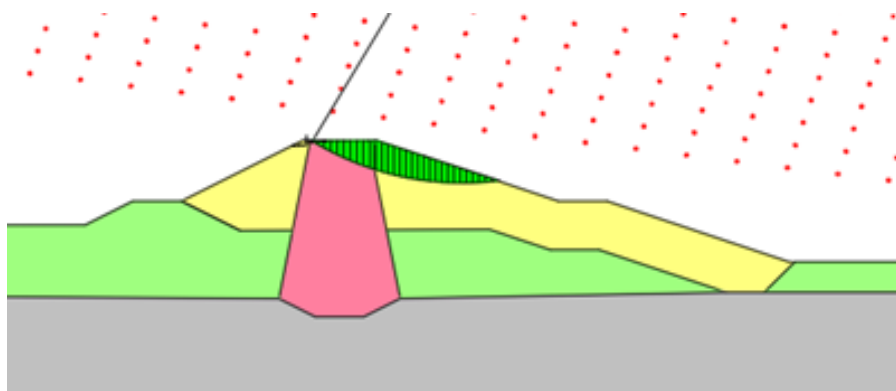


Figura 251 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	7189	2.23	0.1638	41.15	0.2281	0.144	0.0776

Sezione 6			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	4584	2.43	0.1403	23.86	0.3369	0.1199	0.0729

5.6.5.6.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore

di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

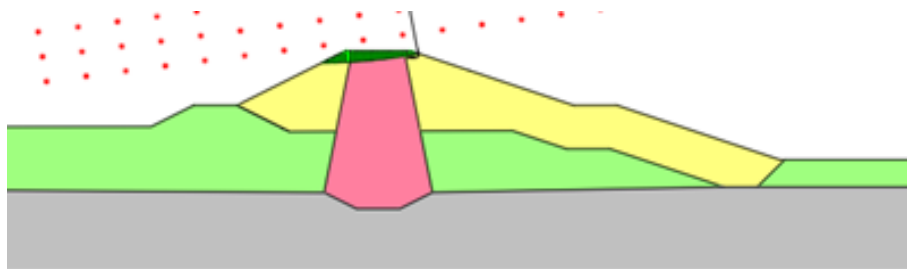


Figura 252 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

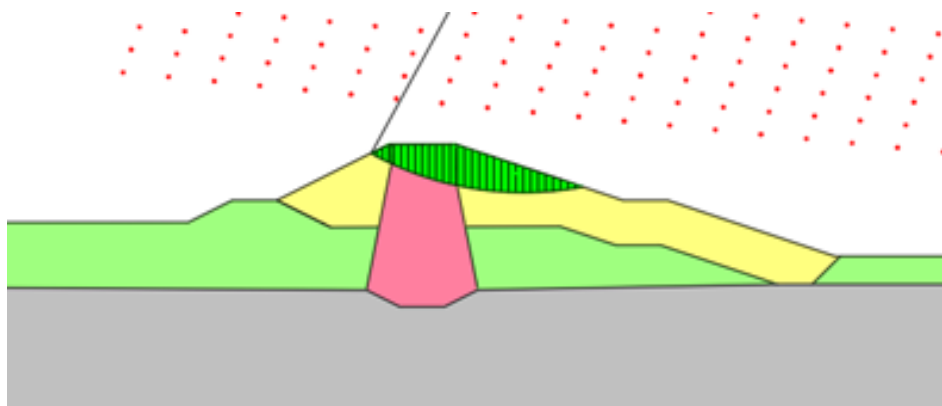


Figura 253 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	9012	5	0.0403	48.07	0.0480	0.0394	0.0084

Sezione 6			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	4565	3.32	0.042	28.26	0.0852	0.0368	0.0202

5.6.5.6.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla

superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

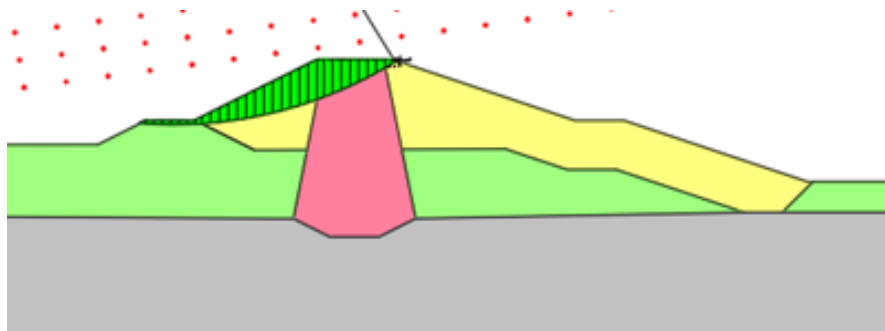


Figura 254 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

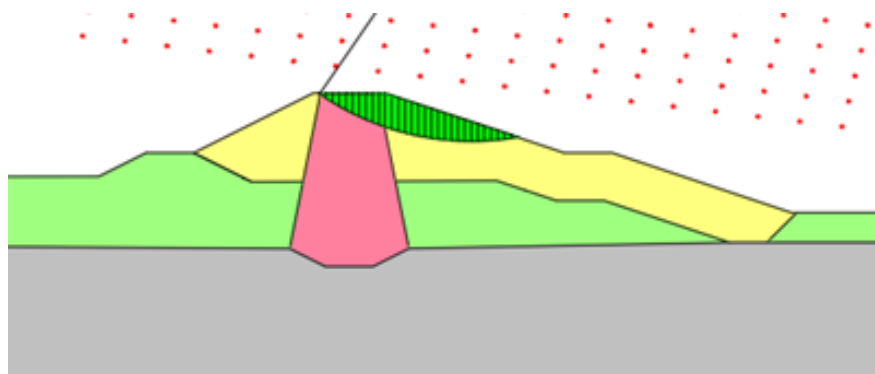


Figura 255 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	5844	1.7	0.135	34.48	0.2243	0.1157	0.0696

Sezione 6			Newmark lato monte (invaso)						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	3701	3.865	0.1232	22.37	0.3156	0.1006	0.0702

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 6			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	4567	0.0829	0.064	0.0535	1918	0.0356	0.0277	0.0223
2	006328	000068	6328	0.1064	0.0948	0.057	6748	0.1514	0.1352	0.0706
3	000594	000594	7189	0.1638	0.144	0.0776	4584	0.1403	0.1199	0.0729
4	000623	000159	9012	0.0403	0.0394	0.0084	4565	0.042	0.0368	0.0202
5	000414	000413	5844	0.135	0.1157	0.0696	3701	0.1232	0.1006	0.0702

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.0776 m per la Sezione 6.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.20 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 1.51.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.5.7. Sezione 7

5.6.5.7.1.1. Gruppo 1: Componente orizzontale 006334xa e componente verticale 001928za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

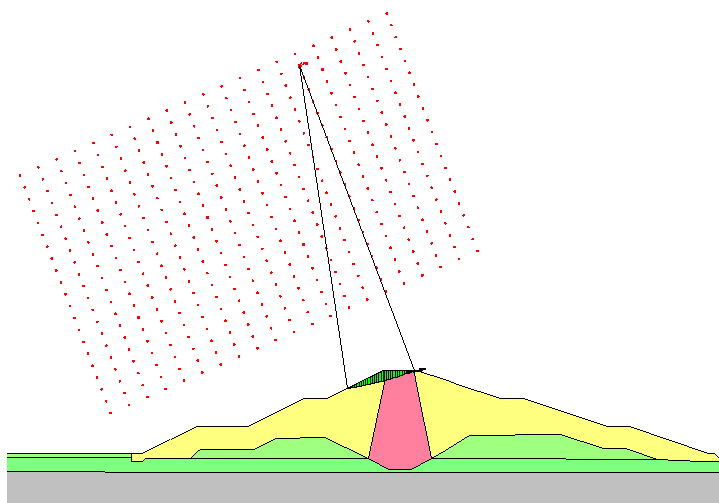


Figura 256 – Gruppo 1 – Scivolamento verso valle

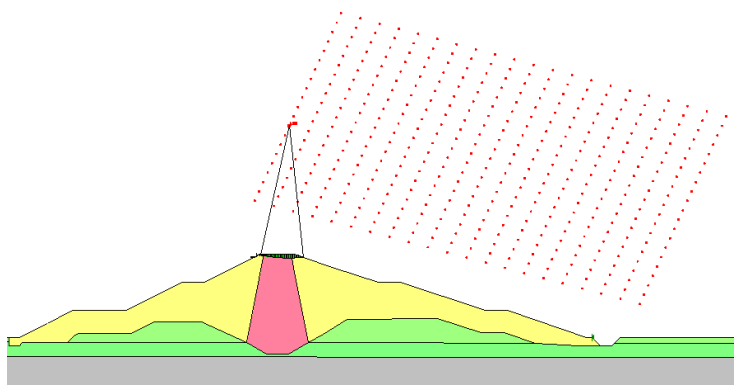


Figura 257 – Gruppo 1 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

			Newmark lato valle							Newmark lato invaso						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
1	006334	001928	8700	4.2	0.0585	58.29	0.0575	0.0550	0.0210	5212	5	0.045	23.5	0.1097	0.0440	0.0100

5.6.5.7.1.2. Gruppo 2: Componente orizzontale 006328ya e componente verticale 000068za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

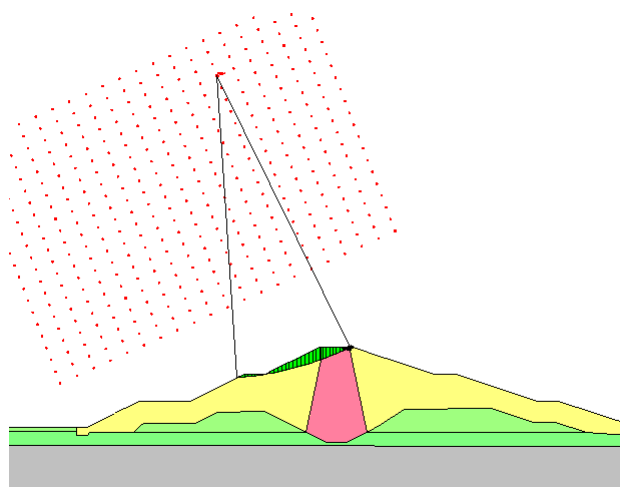


Figura 258 – Gruppo 2 – Scivolamento verso valle

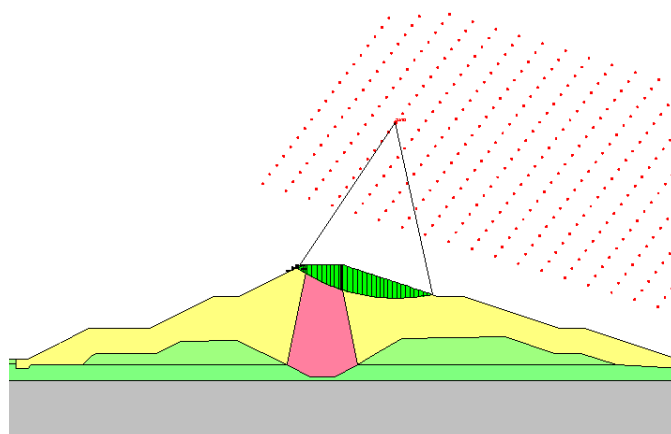


Figura 259 – Gruppo 2 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

NUM. ACC.	H	V	Newmark lato valle							Newmark lato invaso						
			Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
2	006328	000068	7797	2.9	0.1298	55.73	0.1334	0.1158	0.0569	5957	3.5	0.1075	27.54	0.2236	0.0890	0.0591

5.6.5.7.1.3. Gruppo 3: Componente orizzontale 000594xa e componente verticale 000594za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

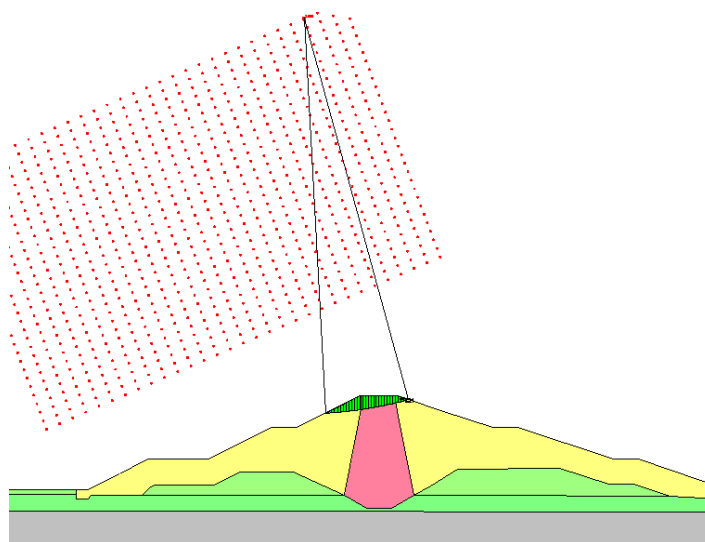


Figura 260 – Gruppo 3 – Scivolamento verso valle

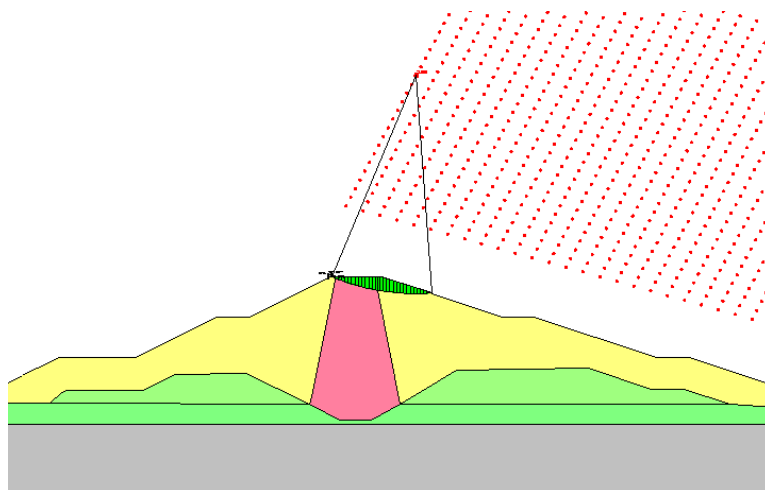


Figura 261 – Gruppo 3 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

NUM. ACC.	H	V	Newmark lato valle							Newmark lato invaso						
			Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
3	000594	000594	20104	5	0.10988	62.29	0.1011	0.1053	0.0285	14419	3.8	0.2041	26.84	0.4357	0.1877	0.0786

5.6.5.7.1.4. Gruppo 4: Componente orizzontale 000623xa e componente verticale 000159za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

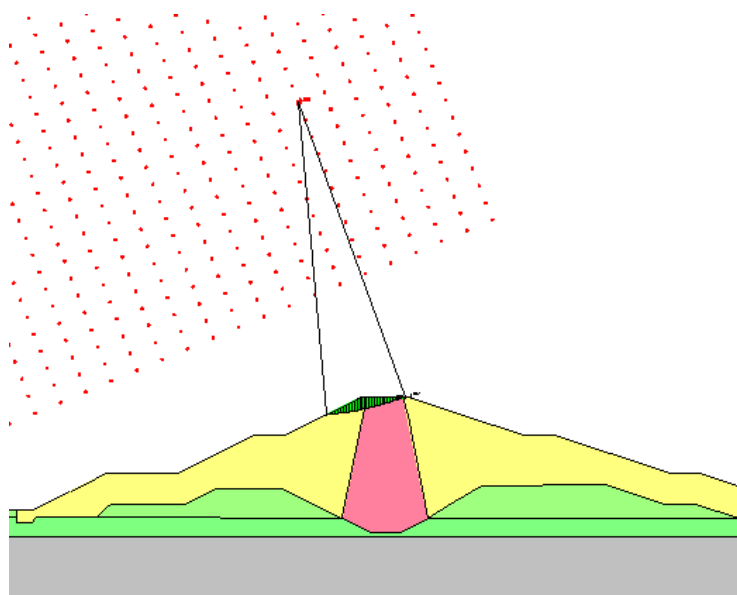


Figura 262 – Gruppo 4 – Scivolamento verso valle

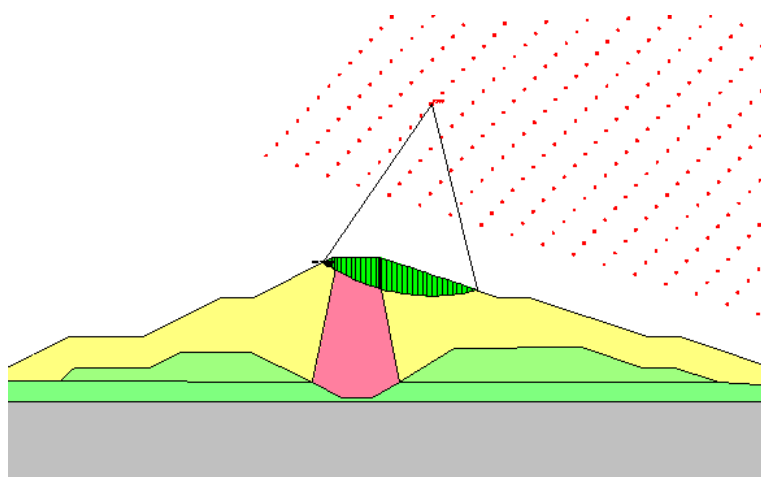


Figura 263 – Gruppo 4 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

			Newmark lato valle							Newmark lato invaso						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
4	000623	000159	4731	5	0.01468	40.7	0.0207	0.0143	0.0051	4655	2.9	0.02167	24.26	0.0512	0.0180	0.0125

5.6.5.7.1.5. Gruppo 5: Componente orizzontale 000414ya e componente verticale 000413za

Si presentano le superfici di scivolamento associate al valore massimo di deformazione cumulata per il gruppo di accelerogrammi in esame, si esaminano sia le superfici di scivolamento verso valle che quelle verso monte. Il valore di deformazione permanente che si deriva dal metodo di Newmark corrisponde allo scivolamento del blocco sulla

superficie di scorrimento, al fine di valutare la componente verticale di tale spostamento (utile per comprendere l'entità dei cedimenti sismici del rilevato) si effettua una rotazione rispetto al CIR della superficie considerata.

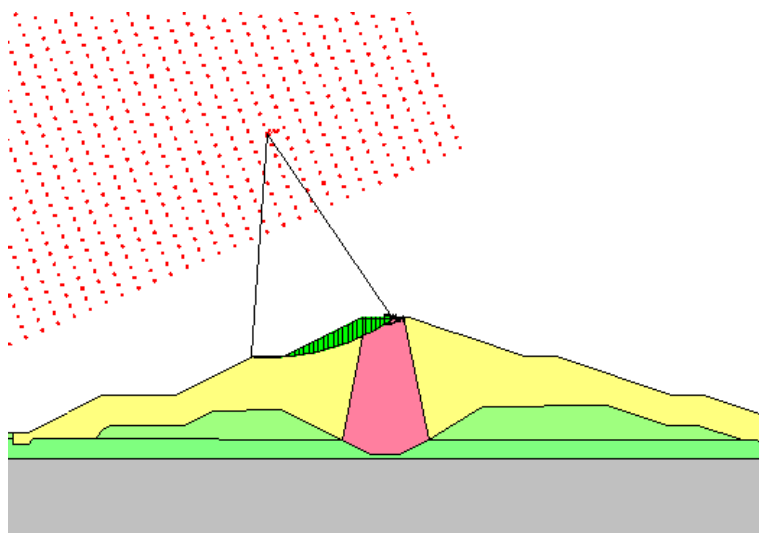


Figura 264 – Gruppo 5 – Scivolamento verso valle

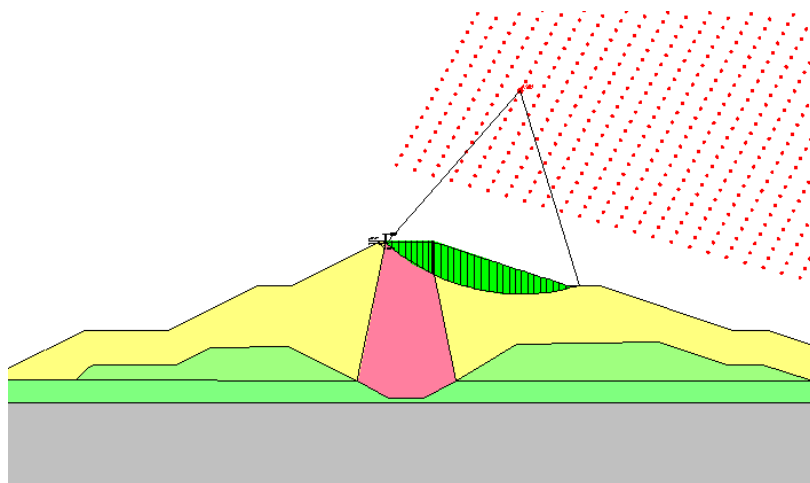


Figura 265 – Gruppo 5 – Scivolamento verso monte (lato invaso)

Nella tabella seguente vengono riportate le informazioni riguardanti il valore di deformazione permanente desunta dal Metodo di Newmark, il valore di F.S. corrispondente, il valore del Raggio di rotazione, il valore di angolo di rotazione e le due componenti verticale ed orizzontale dello spostamento, sia per il lato valle che per il lato invaso.

			Newmark lato valle							Newmark lato invaso						
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	F.S.	Deformation	R	alpha	Hcomp	Vcomp
			[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[deg]	[m]	[m]
5	000414	000413	5634	2.2	0.1818	28.75	0.3623	0.1496	0.1031	9739	4.3	0.2125	22.98	0.5298	0.1600	0.1417

Alla luce di quanto desunto dalle analisi precedentemente citate, si è potuto realizzare il seguente quadro riassuntivo.

Sezione 7			Newmark lato valle (vuoto)				Newmark lato monte (invaso)			
NUM. ACC.	H	V	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp	Num. Slip Surf.	Deformation	Hcomp	Vcomp
			[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	006334	001928	8700	0.0585	0.055	0.021	5212	0.045	0.044	0.01
2	006328	000068	7797	0.1298	0.1158	0.0569	5957	0.1075	0.089	0.0591
3	000594	000594	20104	0.10988	0.1053	0.0285	14419	0.2041	0.1877	0.0786
4	000623	000159	4731	0.01468	0.0143	0.0051	4655	0.02167	0.018	0.0125
5	000414	000413	5634	0.1818	0.1496	0.1031	9739	0.2125	0.16	0.1417

Tale valore massimo di spostamento verticale (associabile quindi al valore di cedimento sismico del rilevato arginale) corrisponde a 0.1417 m per la Sezione 7.

Inoltre si valuta un valore di F.S. minimo, tra tutte le coppie di accelerogrammi analizzate, per la sezione in esame di 1.58 lato monte (invaso). Tale valore di F.S. minimo non è però significativo dal punto di vista geotecnico poiché investe una porzione superficiale del rilevato avente spessore irrisorio e estensione limitata.

Quindi si riporta successivamente il valore di F.S. associato ad una superficie comparabile a quella valutata con approccio pseudostatico tramite il software SLOPE in condizioni sismiche (si veda analisi SLOPE riportata al capitolo 6), tale fattore di sicurezza risulta essere pari a 1.89.

Per le figure che riportano i F.S. sopra citati si rimanda all'allegato, capitolo 10.

5.6.6. Considerazioni finali sui risultati

A termine di tali analisi con Metodo di Newmark si può riportare nella tabella seguente il valore di deformazione verticale massima adottato per ogni singola Sezione di calcolo, tale valore verrà quindi utilizzato al fine della verifica del franco netto riportata all'interno del capitolo 7 di calcolo cedimenti.

Tabella 234 – Valore di deformazione massima (componente verticale) associata a ciascuna sezione di calcolo

SEZIONE	Deformazione Vcomp max
[-]	[m]
1	0.186
2	0.115
3	0.104
4	0.033
5	0.055
6	0.078
7	0.142

Si riportano in allegato le tabelle in cui si mettono a confronto i valori di fattori di sicurezza delle analisi svolte in questo capitolo, ovvero le analisi con metodo di Newmark condotte con software QUAKE, e quelle condotte nel capitolo 3.5 della presente relazione condotte con software SLOPE/W con metodo pseudostatico.

Si evidenzia come i F.S. di SLOPE tra direzione del moto verso monte e verso valle differiscono di poco per la maggior parte delle sezioni esaminate.

I valori di F.S. desunti da QUAKE e valutati per superfici di scorrimento prossime a quelle di SLOPE sono sempre superiori in termini di valore assoluto rispetto a quelli desunti da analisi pseudostatiche.

Bisogna inoltre specificare due aspetti importanti.

Il primo riguarda il fatto che gli FS mostrati nel capitolo 3.6.5 sono quelli corrispondenti ai cerchi critici caratterizzati dalle maggiori deformazioni e non quelli relativi ai cerchi più critici. Infatti lo scopo principale di queste analisi condotte con Quake è la determinazione degli spostamenti (in particolare della componente verticale) della cresta dei rilevati in condizioni sismiche ai fini della verifica del franco netto; le verifiche di stabilità invece sono già state condotte in precedenza con i metodi pseudostatici (SLOPE e PLAXIS). Gli FS di Quake riportati quindi nella tabella menzionata non corrispondono necessariamente ai valori minimi e quindi ai cerchi maggiormente critici, che tra l'altro possono anche non interessare la cresta del rilevato, ma si riferiscono ai cerchi che sono caratterizzati dalle deformazioni maggiori in testa, pertanto non possono essere direttamente confrontati con quelli che si desumono dalle analisi pseudostatiche.

Il secondo aspetto riguarda sempre quest'ultimo argomento: a nostro avviso il confronto fra i cerchi critici dei due programmi non può che essere qualitativo; al proposito si sono inserite in allegato delle tabelle di confronto fra l'esito delle analisi Quake e le analisi pseudostatiche (SLOPE) di tutti i rilevati indicanti gli FS e i relativi cerchi critici. Le geometrie, la posizione ed i valori degli Fs associati ai relativi cerchi generalmente non coincidono esattamente (fra Quake e SLOPE) in quanto, come è noto, i rispettivi programmi utilizzano metodi di calcolo del tutto differenti. Il primo utilizza il Metodo all'Equilibrio limite con analisi sismica pseudostatica e fa riferimento all'accelerazione dello Spettro di riferimento; il secondo invece prevede una analisi numerica dinamica che ha come dato di input la history completa di accelerogrammi spettrocompatibili che approssimano soltanto lo spettro di riferimento. Tale dato di input caratterizzato da un contenuto in frequenza variabile e da valori variabili nel tempo, influenza passo passo lo stato di sforzo e le pressioni interstiziali nonché le deformazioni plastiche accumulate nel corpo del rilevato, circostanza che non si verifica nelle analisi pseudostatiche. Tale circostanza può generare una localizzazione ed un valore dei coefficienti di sicurezza dei cerchi critici non necessariamente coincidenti con quelli dell'analisi pseudostatica, con quest'ultima che fornisce generalmente dei valori di FS minori.

5.7. VERIFICHE DI SUSCETTIBILITA' ALLA DEGRADAZIONE CICLICA

5.7.1. Caratterizzazione dinamica dei terreni

Nel tale capitolo si va a valutare la possibilità di un decadimento della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico in terreni saturi.

Nelle presenti valutazioni si fa riferimento alle sezioni maggiormente gravose in condizioni sismiche e ad invaso pieno (quota di massimo invaso), ovvero ci si riferisce alla sezione 1, sezione 2 e sezione 3, collocate in corrispondenza dei rilevati arginali del compartimento 2 della cassa di espansione del torrente Baganza.

Si analizza distintamente il comportamento delle ghiaie in matrice limo-sabbiosa e limi sabbio-argillosi in relazione ai moti sismici di riferimento attesi al sito.

5.7.2. Terreni a grana grossa

Con riferimento al comportamento dinamico dei **terreni a grana grossa** il carattere ciclico delle azioni sismiche, variabili in ampiezza e frequenza, può produrre una variazione, rispetto alle condizioni statiche, della resistenza al taglio del terreno.

Quest'ultima, con riferimento al criterio di Mohr-Coulomb, può essere espressa in termini di tensioni efficaci, nella forma:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi' = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan \phi'$$

Dove:

- a) σ'_0 rappresenta la tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente in condizioni precedenti al moto sismico;
- b) τ_f resistenza a taglio;
- c) la "degradazione per fatica" delle caratteristiche di resistenza (destrutturazione ciclica), c' e ϕ' (ϕ' e basta, per i materiali granulari in oggetto);
- d) Δu l'innescio e l'accumulo della pressione interstiziale.

Il decadimento per fatica dell'angolo di attrito viene tipicamente trascurato (Crespellani e Facciorusso, 2010), in quanto ϕ' è poco influenzato dalla ciclicità dei carichi applicati.

Il comportamento in presenza di carichi dinamici e ciclici di un terreno incoerente saturo ad alti livelli deformativi è, quindi, governato essenzialmente dalla generazione e accumulo di sovrappressioni interstiziali.

- A) In termini semplificati, il decadimento della resistenza al taglio ciclica τ_d può essere espresso dalla relazione:

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_0} = \frac{\tau_{d0}}{\sigma'_0} \sqrt{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}}$$

dove $\tau_{d,0}$ è la resistenza iniziale del terreno prima dell'incremento della pressione interstiziale Δu .

- B) La sovrappressione Δu è in genere espressa in forma normalizzata come rapporto di sovrappressione interstiziale residuo:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0}$$

- C) r_u è generalmente espresso come funzione della deformazione di taglio γ_{\max} con il grafico seguente

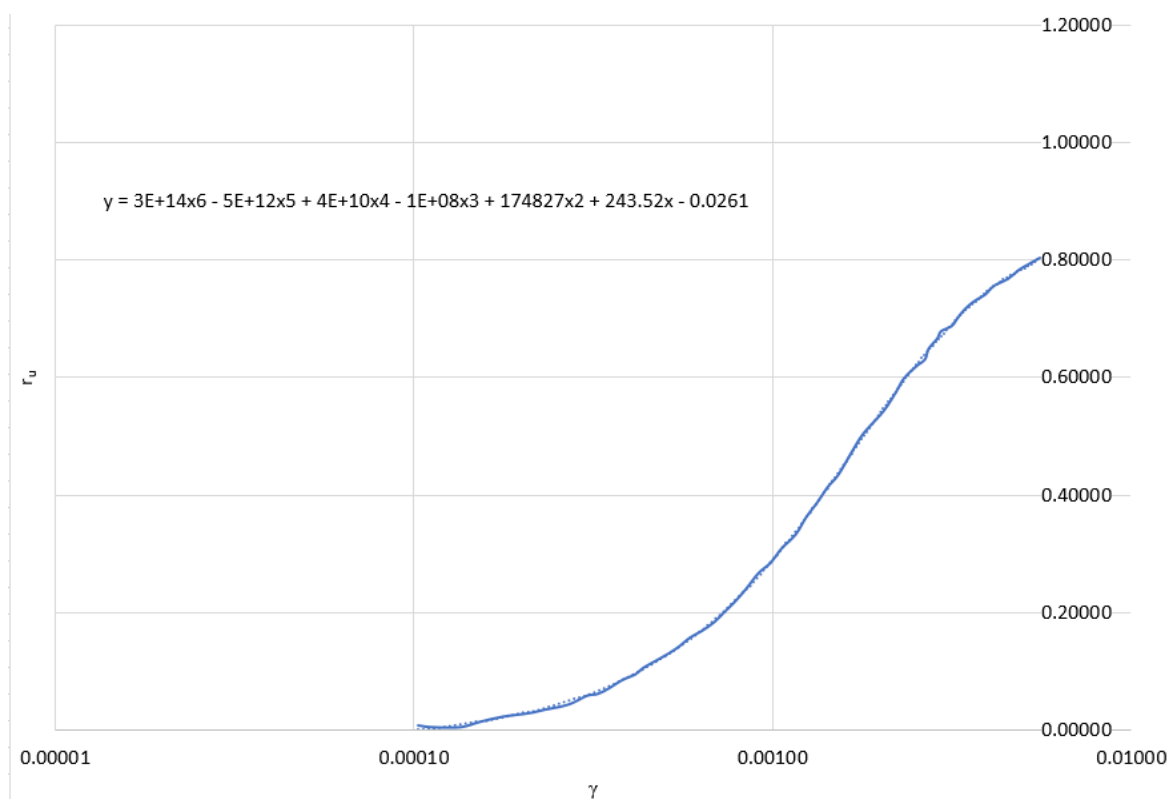


Figura 266 – Valore del rapporto di pressione interstiziale r_u in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terreno γ_{\max}

Tabella 235 – Valore del rapporto di pressione interstiziale r_u in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto γ_{\max}

γ_{\max} [%]	r_u
$5 \cdot 10^{-2}$	0.2
$1 \cdot 10^{-1}$	0.4
$2 \cdot 10^{-1}$	0.6
$4 \cdot 10^{-1}$	0.8
5	0.95

All'interno della elaborazione riportata si è utilizzata l'espressione della linea di tendenza riportata nella figura precedente.

D) L'ampiezza della deformazione di taglio massima γ_{\max} può essere valutata con l'espressione:

$$\gamma_{\max} = R_{\gamma} \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove $R_y = M - 1/10$, con $M = 6.05$ magnitudo del sisma considerato; a_{max} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l'accelerazione di gravità; σ_v è la tensione totale verticale;

E) r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con le relazioni:

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 \cdot z & \text{per } z \leq 9.15m \\ 1.174 - 0.0267 \cdot z & \text{per } 9.15m < z \leq 23 \\ 0.774 - 0.008 \cdot z & \text{per } z > 23 \end{cases}$$

F) G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ_{max} , che può essere determinato mediante la , applicando un fattore riduttivo al modulo di taglio G_0 e la relativa legge di interpolazione.

Tabella 236 – Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 m in funzione dell'accelerazione a_{max} .

a_{max} [g]	G/G_0
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

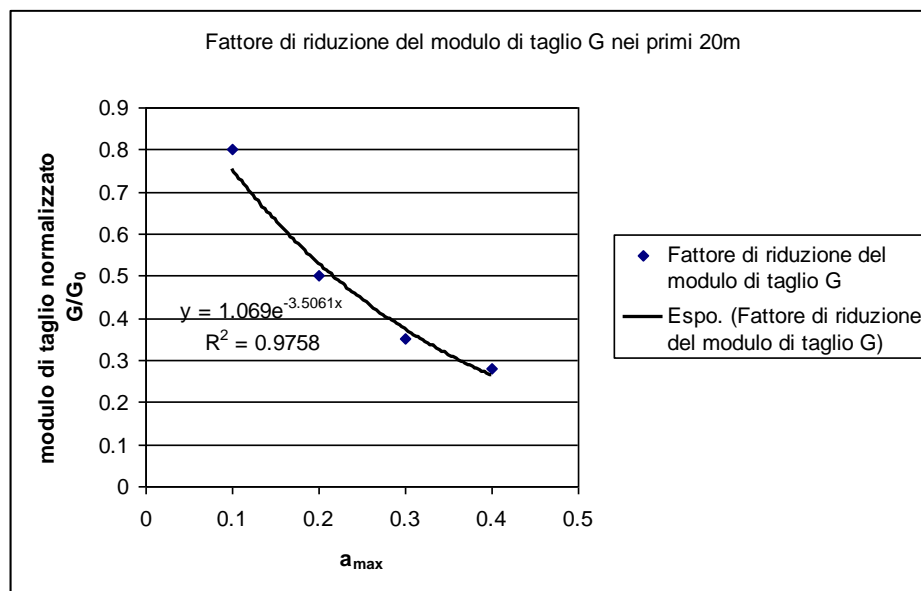


Figura 5.267 - Fattore di riduzione del modulo di taglio G nei primi 20 m in funzione dell'accelerazione a_{max} : legge di interpolazione.

Il valore del modulo di taglio iniziale è stato stimato dall'interpretazione della prospezione sismica in foro di tipo Down Hole eseguita all'interno dei fori di sondaggio S2 e S1_PG e dai risultati delle prove MASW adiacenti alle sezioni di calcolo valutate.

5.7.2.1. Valutazione della suscettibilità alla degradazione per terreni a grana grossa

In seguito vengono riepilogati i valori delle grandezze introdotte in precedenza relative al caso di studio e gli stati di sforzo valutati per le singole sezioni di calcolo oltre che al rapporto tra le resistenze a taglio calcolate in condizioni sismiche e statiche.

5.7.2.1.1. Sezione 1

5.7.2.1.1.1. Profilo lato invasore

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

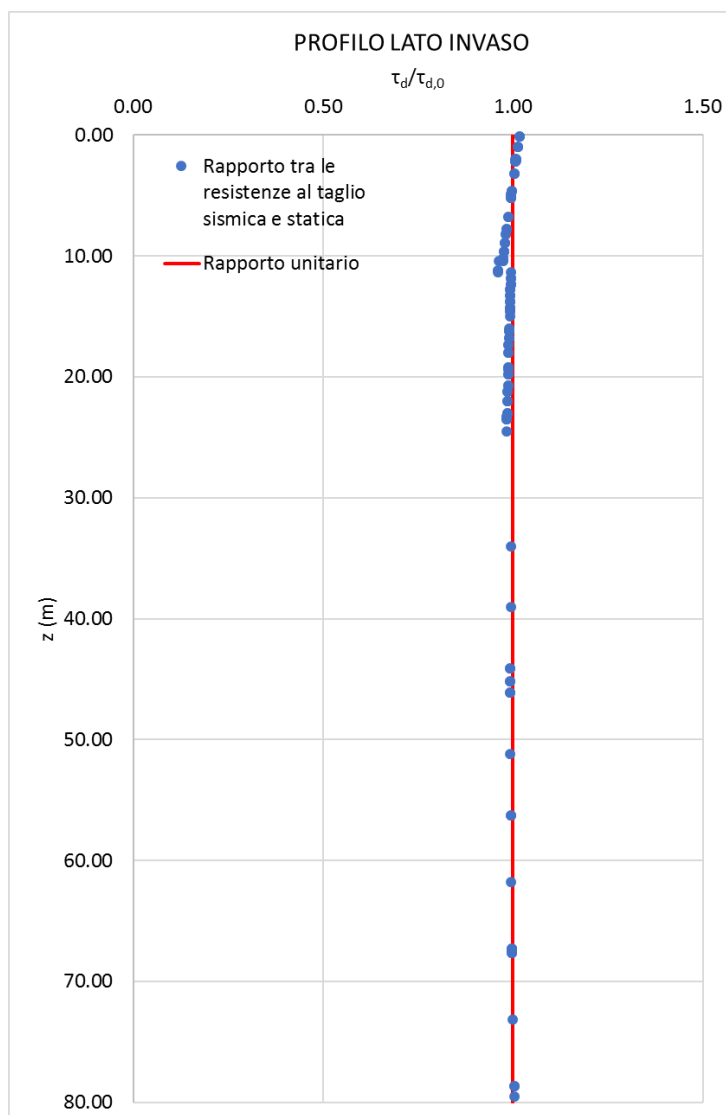


Figura 268 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo lato invasivo

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.2.1.1.2. Profilo lato valle

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

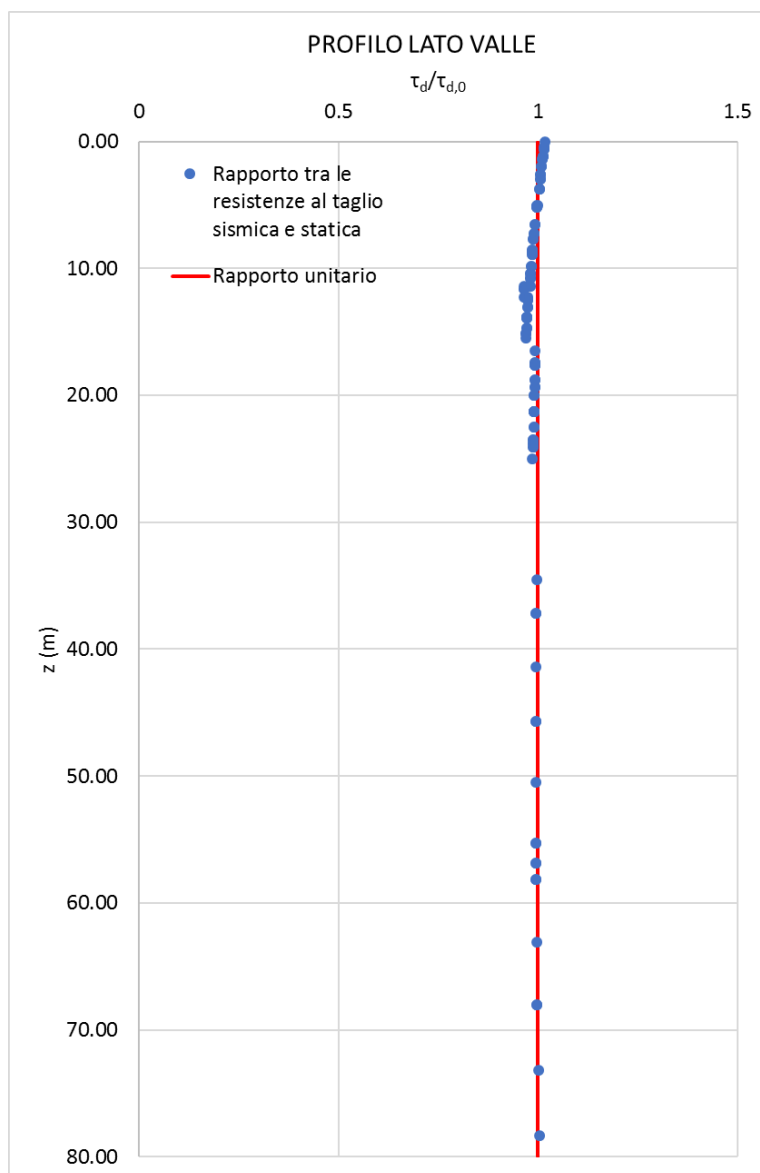


Figura 269 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo lato valle

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.2.1.1.3. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

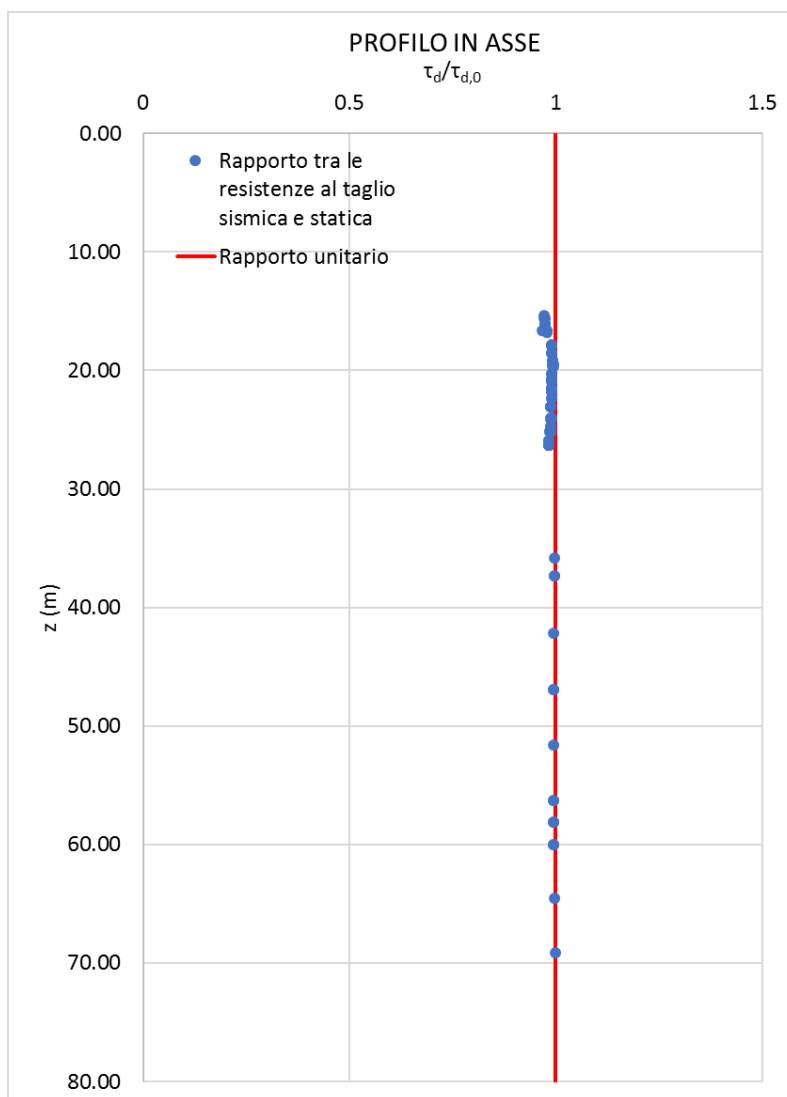


Figura 270 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

Si può affermare dunque per la sezione in esame che, in base alle determinazioni svolte, emerge che non si osserva sviluppo di apprezzabili sovrappressioni neutre cosismiche e che lo sforzo di taglio ciclico τ_d è in pratica pari al valore assunto in condizioni statiche τ_{d0} .

5.7.2.1.2. Sezione 2

5.7.2.1.2.1. Profilo lato invaso

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

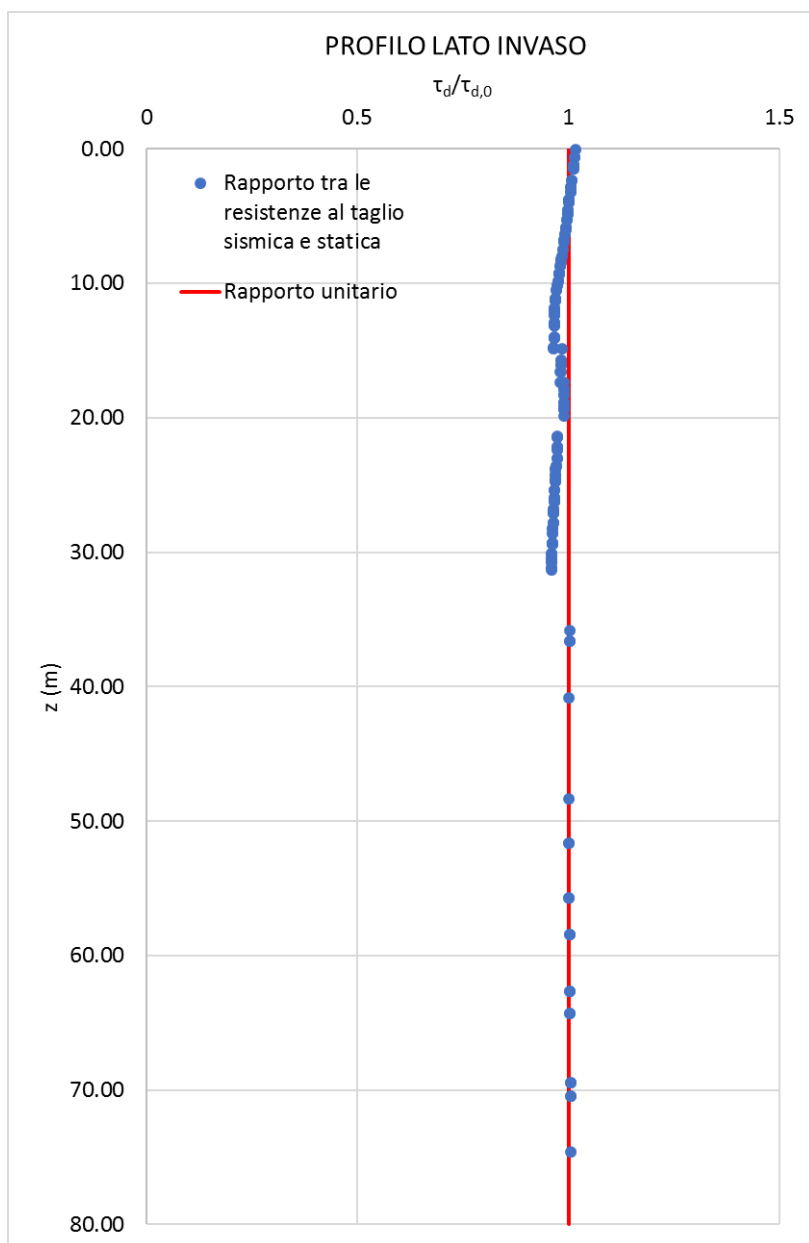


Figura 271 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo lato invaso

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.2.1.2.2. Profilo lato valle

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

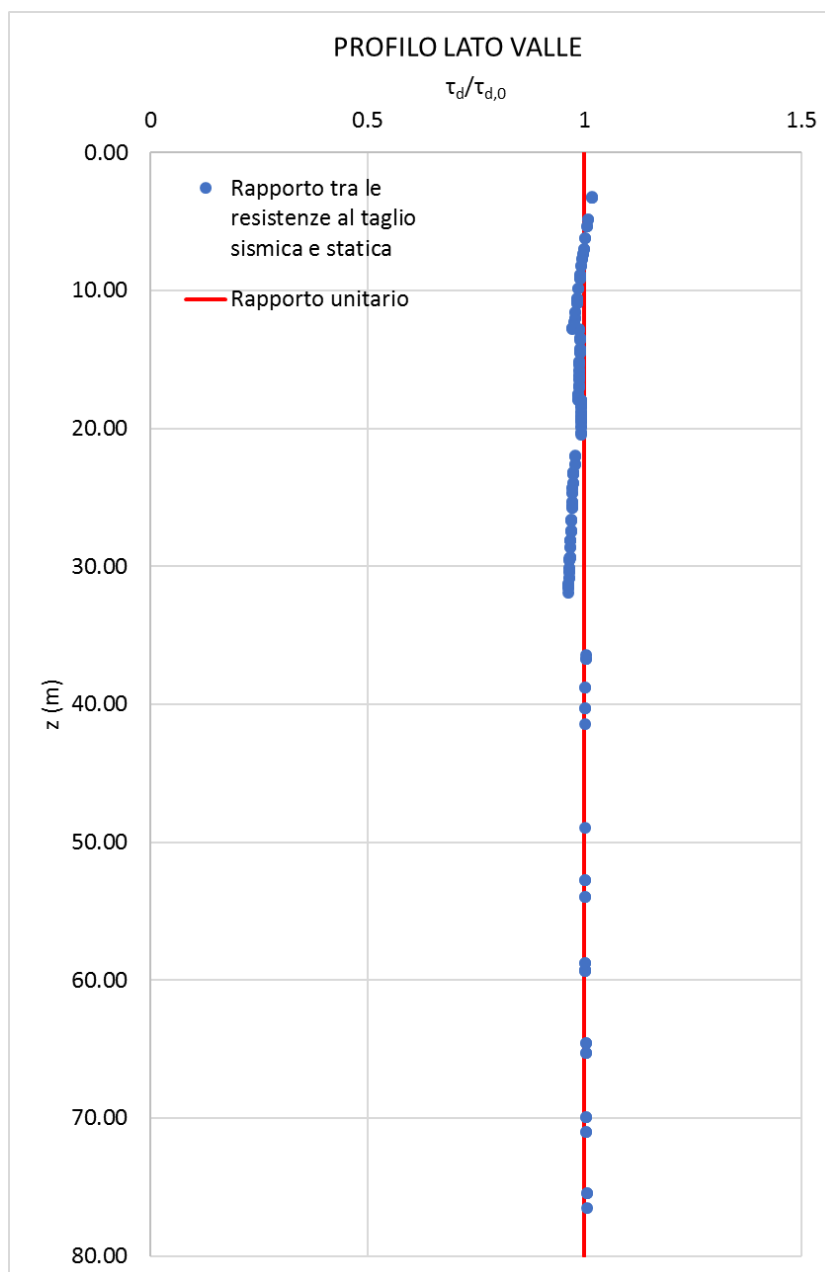


Figura 272 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo lato valle

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.2.1.2.3. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

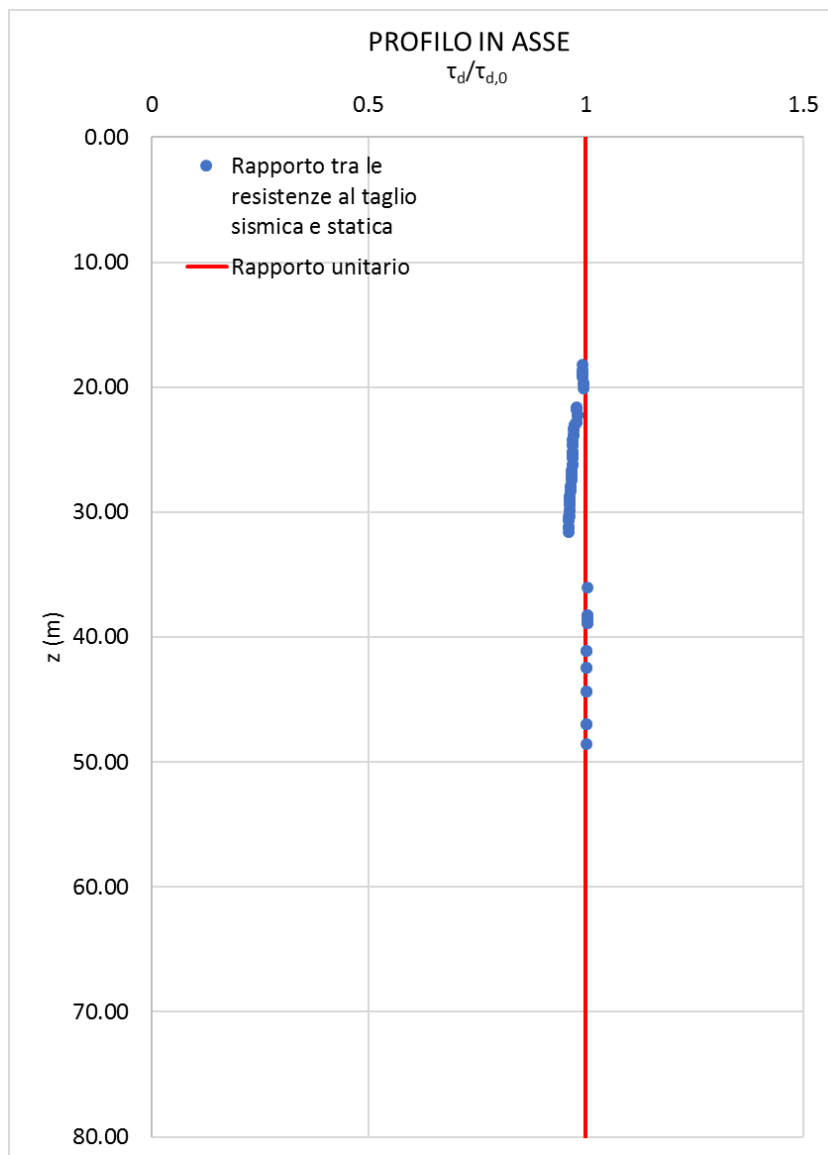


Figura 273 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

Si può affermare dunque per la sezione in esame che, in base alle determinazioni svolte, emerge che non si osserva sviluppo di apprezzabili sovrappressioni neutre cosismiche e che lo sforzo di taglio ciclico τ_d è in pratica pari al valore assunto in condizioni statiche τ_{d0} .

5.7.2.1.3. Sezione 3

5.7.2.1.3.1. Profilo lato invaso

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

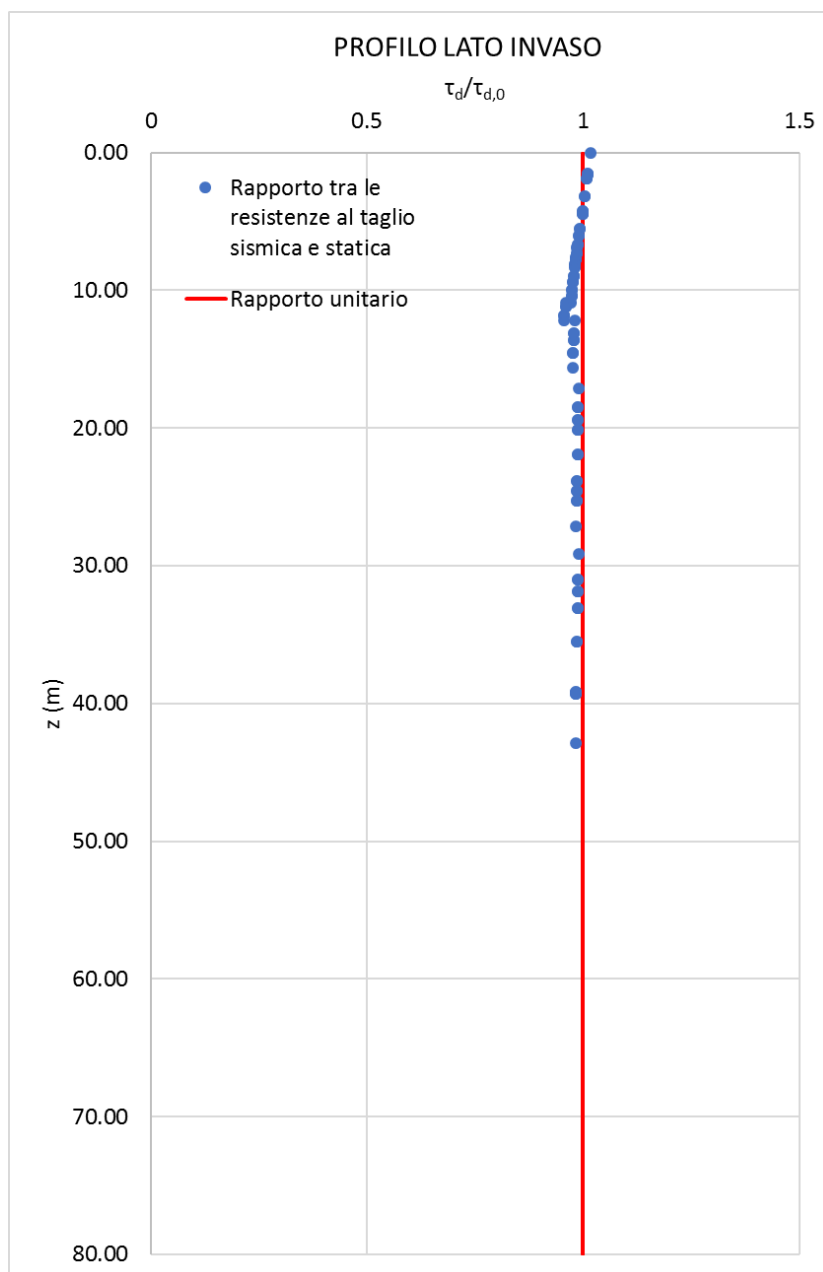


Figura 274 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 3 – Profilo lato invaso

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.2.1.3.2. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio in condizioni sismiche e statiche.

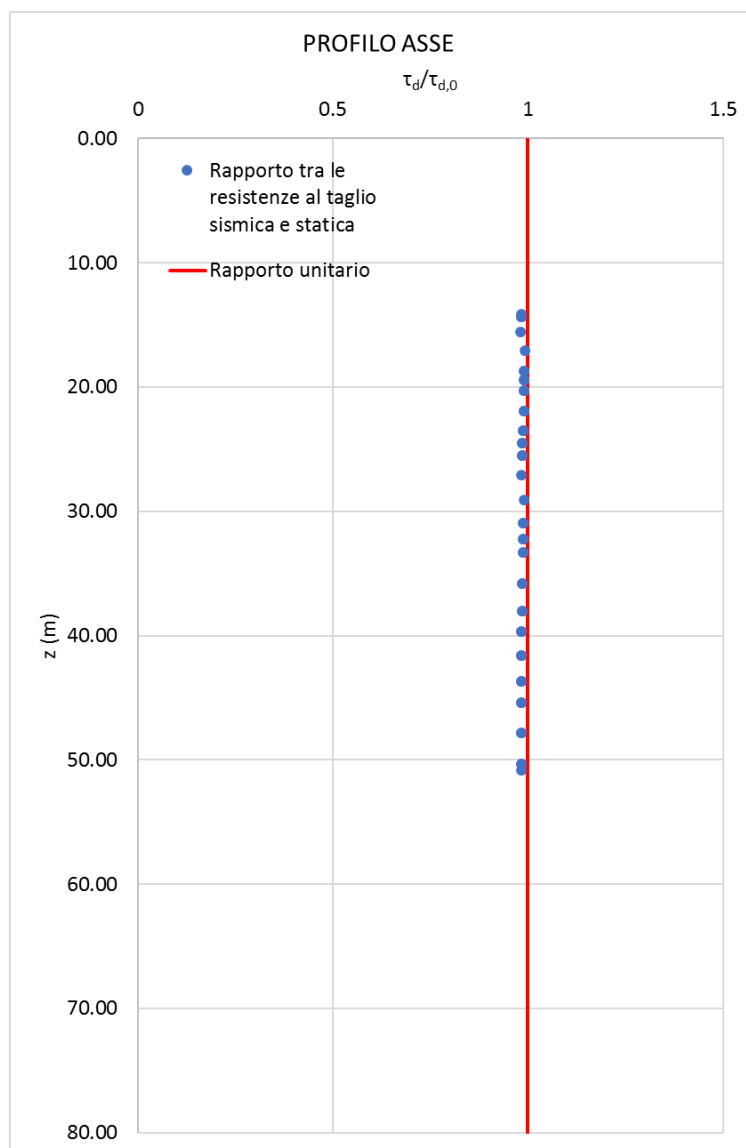


Figura 275 – Rapporto tra resistenza a taglio in condizioni sismiche e statiche – Sezione 3 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

Si può affermare dunque per la sezione in esame che, in base alle determinazioni svolte, emerge che non si osserva sviluppo di apprezzabili sovrappressioni neutre cosismiche e che lo sforzo di taglio ciclico τ_d è in pratica pari al valore assunto in condizioni statiche τ_{d0} .

5.7.3. Terreni a grana fine

Con riferimento al comportamento dinamico dei livelli a grana fine, si deve tener conto che la degradazione dei parametri di resistenza al taglio, apprezzabile per effetto di cicli di sollecitazione a bassa frequenza, nel corso delle azioni sismiche è in parte o in tutto compensata dall'incremento di resistenza indotto dall'elevata velocità di sollecitazione. Tale asserto, come confermato da recenti esperienze (Crespellani, 2007), sta ad indicare che il comportamento a rottura in campo ciclico dei terreni argillosi è caratterizzato da due tendenze opposte, l'incremento della rigidità e della resistenza con la velocità di applicazione dei carichi ed una degradazione delle stesse per fenomeni di fatica.

- A) Come è consuetudine per i **terreni a grana fine**, la **resistenza al taglio in condizioni non drenate** è espressa in termini di tensioni totali nella forma:

$$\tau_{dyn} = S_{u,c}$$

- B) in cui la resistenza non drenata dei terreni fini in condizioni sismiche $S_{u,c}$ può essere valutata con l'espressione:

$$S_{u,c}(N) = S_{u,0} \cdot \delta(N)$$

dove $S_{u,0}$ è la coesione non drenata in condizioni statiche, $\delta = N^{-t}$ è il coefficiente di degradazione ciclica, N è il numero dei cicli equivalenti del terremoto, funzione della magnitudo M del sisma di riferimento, secondo la relazione di Seed e Idriss 1982. Ad un valore di magnitudo circa pari a 6.0 è associato dunque un numero di cicli pari a 6.

SEED e IDRIS [1982] Nessuna conversione.
 Riesame dei valori di N_{eq} calcolati da SEED *et al.* [1975] sulla base di una relazione $N_{eq}-MSF$, tarata su dati sperimentali, che assume $N_{eq} = 15$ per $M = 7.5$. $\alpha_R = 65\%$

$$N_{eq} = \begin{cases} 2+3 & \text{per } M_R = 5.25 \\ 5+6 & \text{per } M_R = 6.0 \\ 10 & \text{per } M_R = 6.75 \\ 15 & \text{per } M_R = 7.5 \\ 26 & \text{per } M_R = 8.5 \end{cases}$$

- C) t è un parametro di degradazione che può essere stimato con la relazione:

$$t = s \cdot (\gamma_c - \gamma_v)^x$$

funzione della deformazione di taglio ciclica γ_c e della deformazione di soglia volumetrica γ_v .

Quest'ultima γ_v può essere valutata mediante la relazione:

$$\gamma_v = A \cdot (OCR-1) + B$$

nella quale OCR è il grado di sovraconsolidazione, A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di una determinazione diretta, possono essere ricavati in funzione dell'indice di plasticità I_p :

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Figura 276 – Valori di A e B per la determinazione della deformazione di soglia volumetrica γ_v

I valori di s ed r possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità I_p e del grado di sovraconsolidazione OCR .

	$OCR = 1$			$OCR = 2$	$OCR = 4$
	$I_p = 15$	$I_p = 30$	$I_p = 50$	$I_p = 50$	$I_p = 50$
s	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
r	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423

Figura 277 – Coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica t (Matasovic, 1993).

Può assumersi:

- $I_p = 30\%$ (da caratterizzazione geotecnica generale);
- $OCR = 1$;
- $\gamma_v = B = 0.6 \cdot 10^{-3}$.

In base alle grandezze di, risulta, inoltre, $\gamma_c = \gamma_{\max} = 3.3 \cdot 10^{-4}$.

Essendo $\gamma_{\max} < \gamma_v$, segue:

- $t = 0$;
- $\delta = 1$.

5.7.3.1. Valutazione della suscettibilità alla degradazione per terreni a grana fine

Di seguito vengono riepilogati i valori delle grandezze introdotte in precedenza relative al caso di studio e gli stati di sforzo valutati per le singole sezioni di calcolo oltre che al rapporto tra le resistenze a taglio non drenate calcolate in condizioni sismiche e statiche.

5.7.3.1.1. Sezione 1

5.7.3.1.1.1. Profilo lato invasore

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

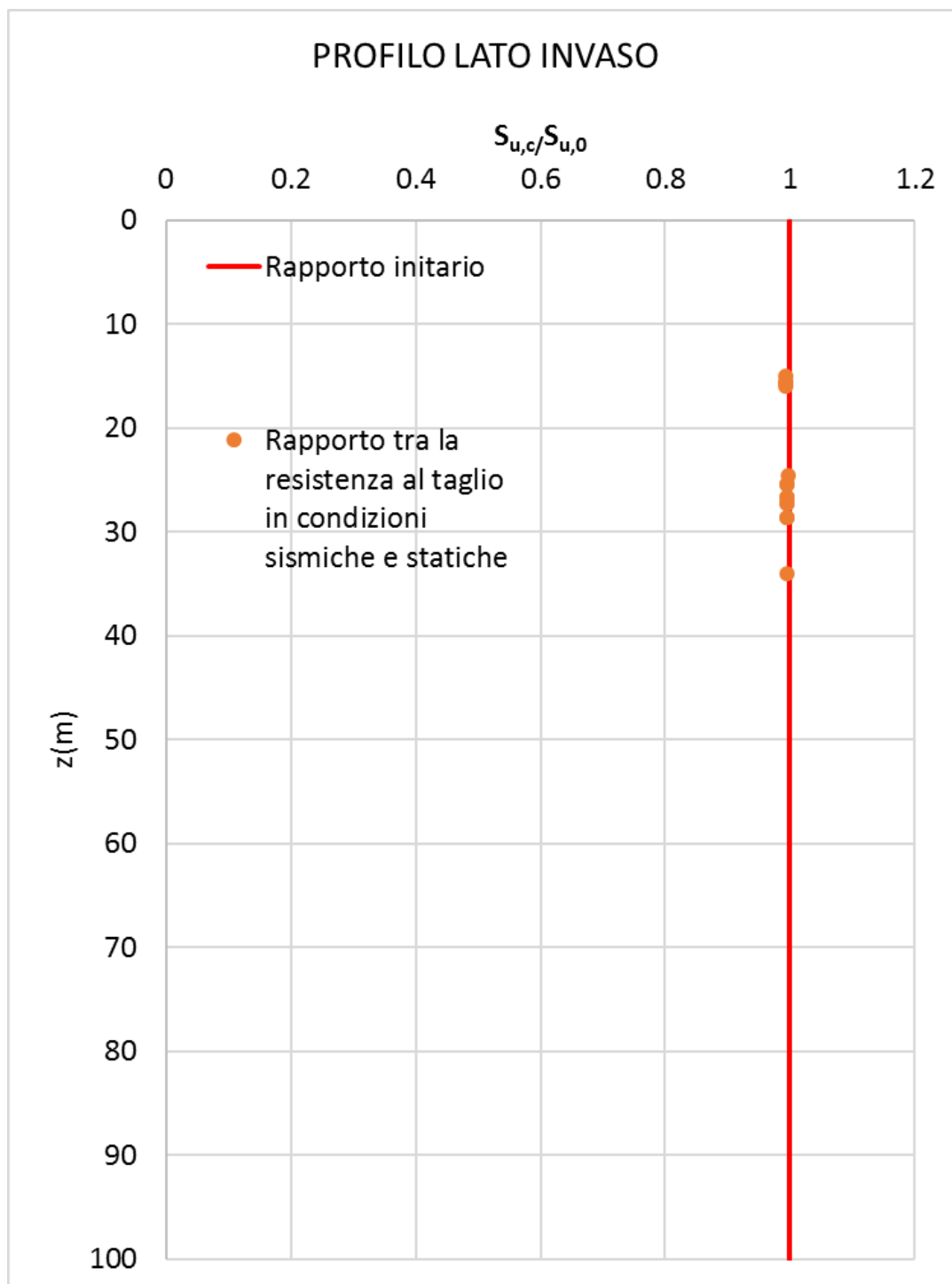


Figura 278 – Rapporto tra resistenza a taglio non dreanta in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo lato invaso

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.3.1.1.2. Profilo lato valle

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

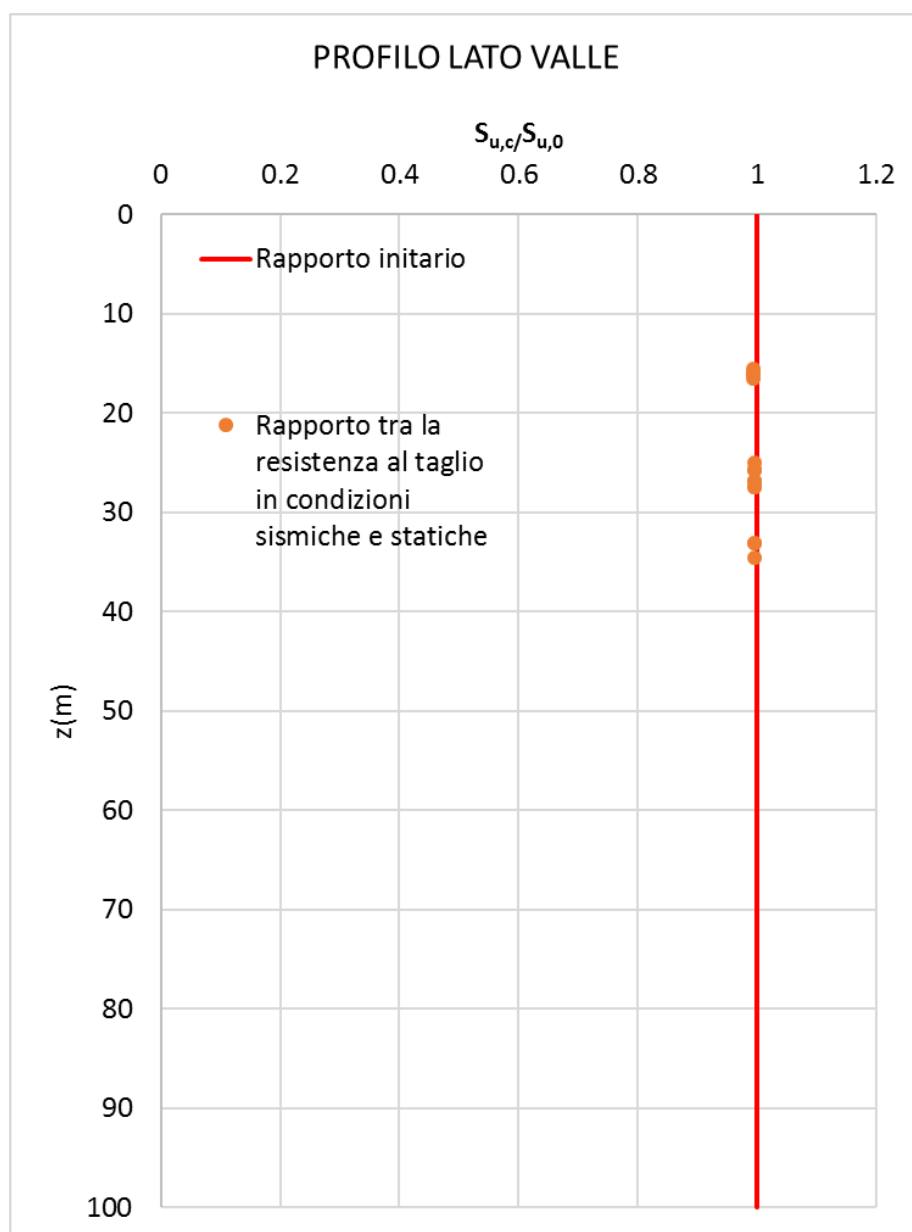


Figura 279 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo lato valle

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.3.1.1.3. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

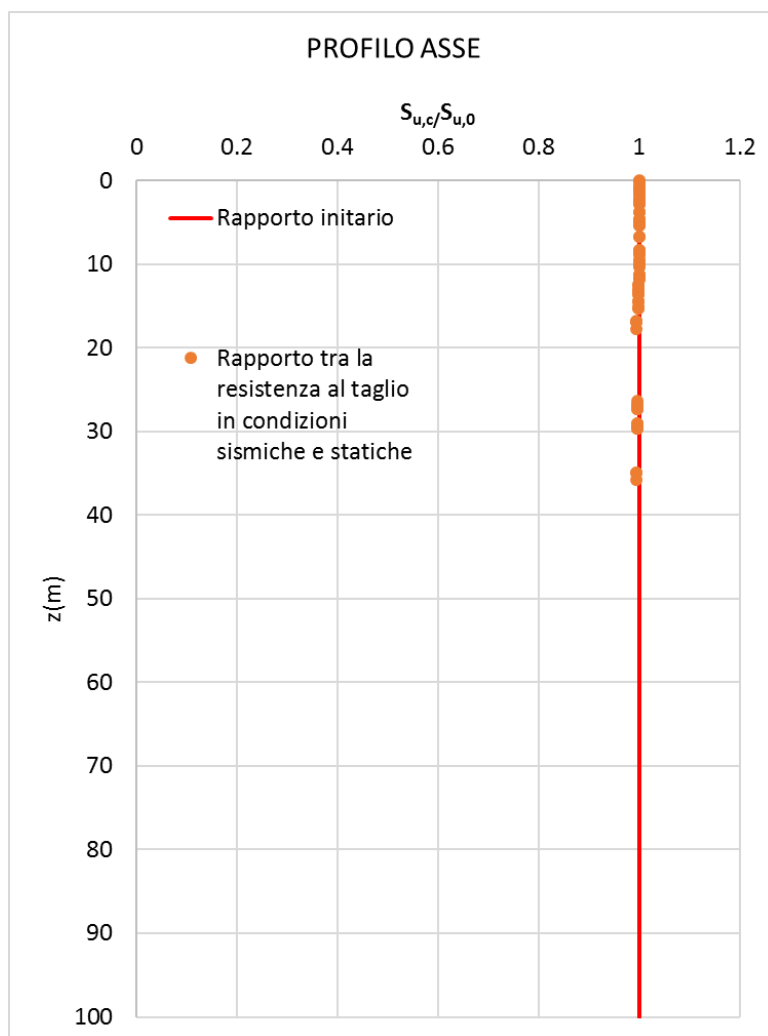


Figura 280 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 1 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

A sintesi dei risultati, relativamente alla caratterizzazione in campo dinamico dei terreni, per le formazioni in oggetto si esclude la possibilità di un decadimento della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico, connessa all'accumulo di sovrappressioni interstiziali e/o al decadimento delle caratteristiche geotecniche per fenomeni di fatica. Ne deriva che le proprietà geotecniche in campo dinamico coincidono con quelle in condizioni statiche.

5.7.3.1.2. Sezione 2

5.7.3.1.2.1. Profilo lato invaso

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

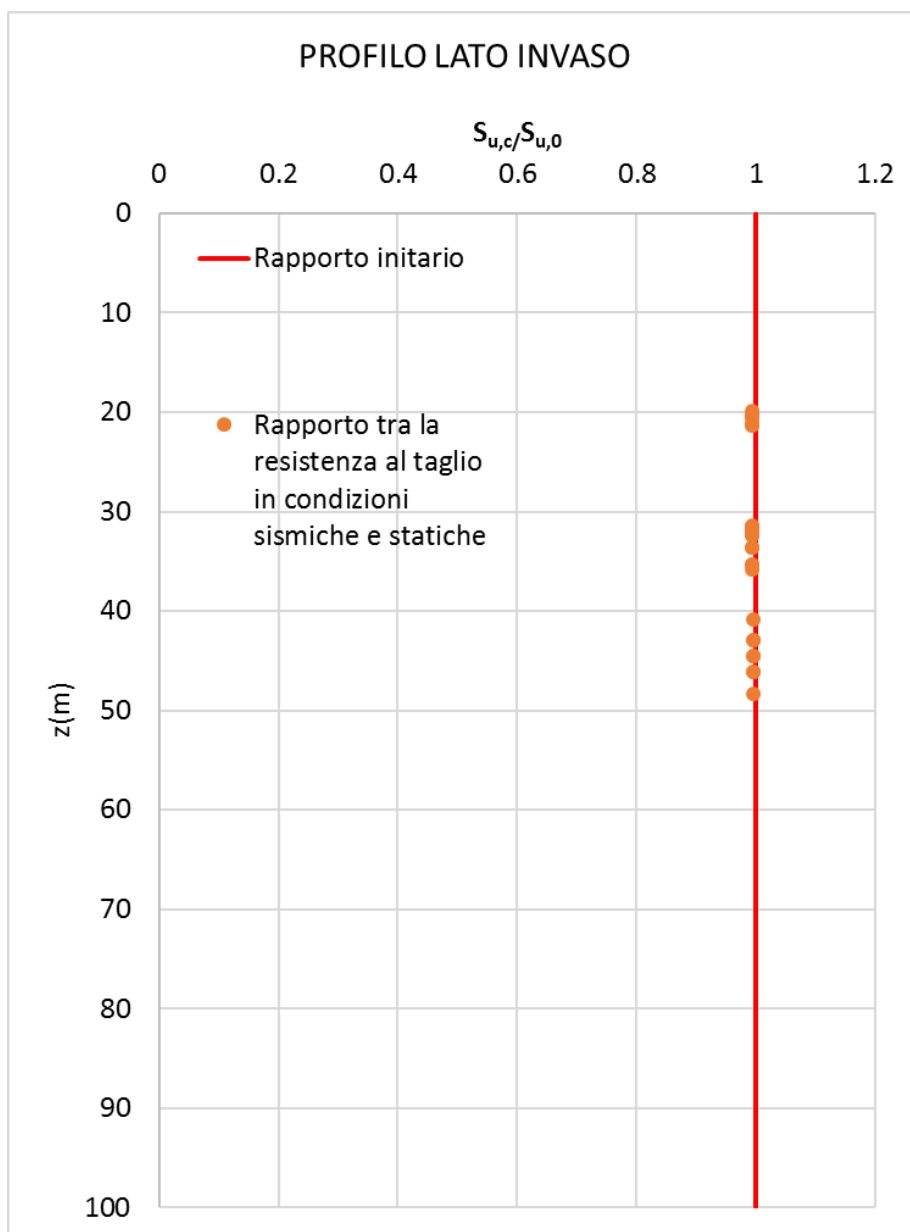


Figura 281 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo lato invaso

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.3.1.2.2. Profilo lato valle

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

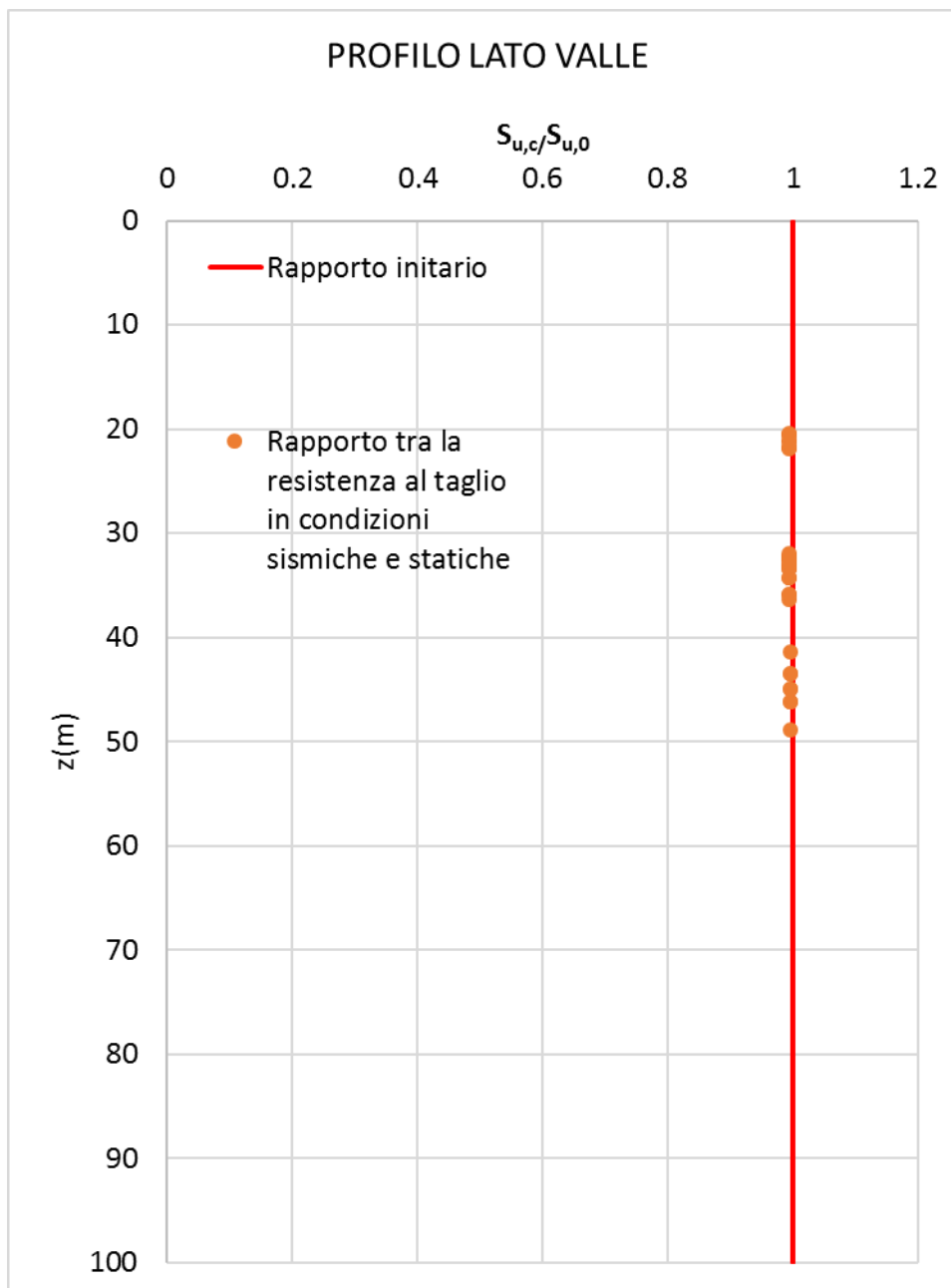


Figura 282 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo lato valle

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.3.1.2.3. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

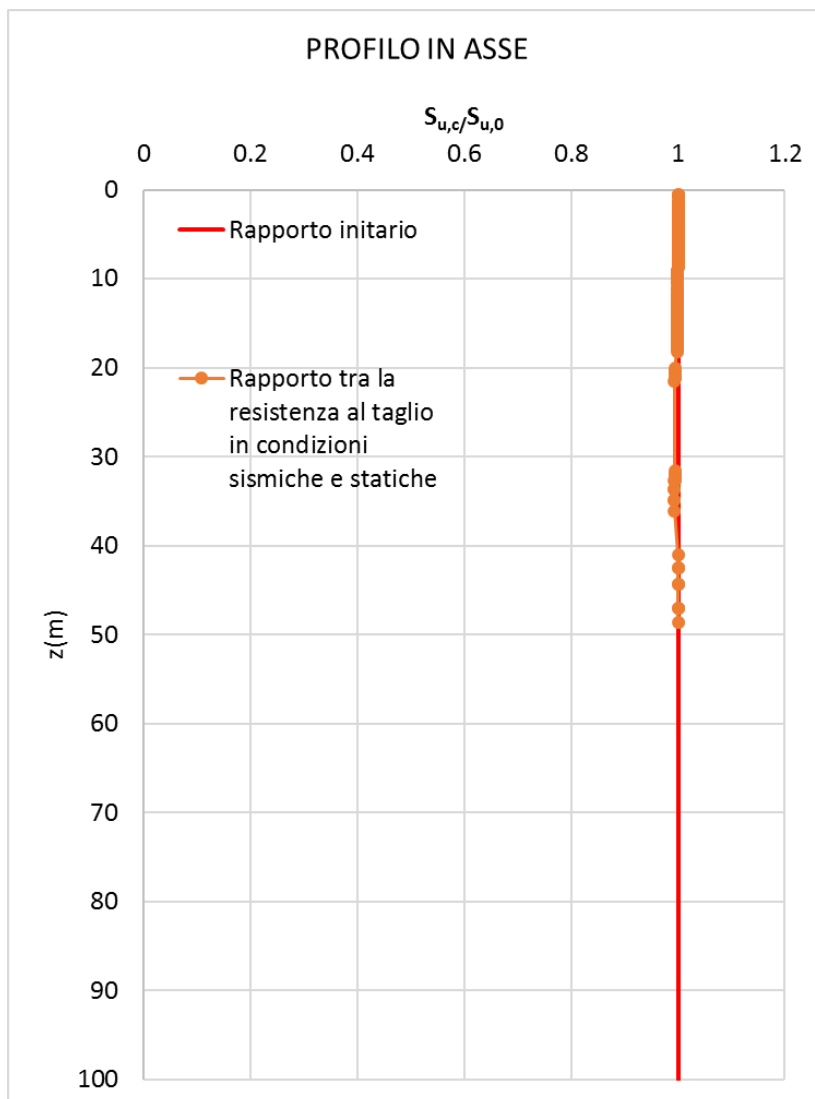


Figura 283 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 2 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

A sintesi dei risultati, relativamente alla caratterizzazione in campo dinamico dei terreni, per le formazioni in oggetto si esclude la possibilità di un decadimento della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico, connessa all'accumulo di sovrappressioni interstiziali e/o al decadimento delle caratteristiche geotecniche per fenomeni di fatica. Ne deriva che le proprietà geotecniche in campo dinamico coincidono con quelle in condizioni statiche.

5.7.3.1.3. Sezione 3

5.7.3.1.3.1. Profilo lato invaso

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

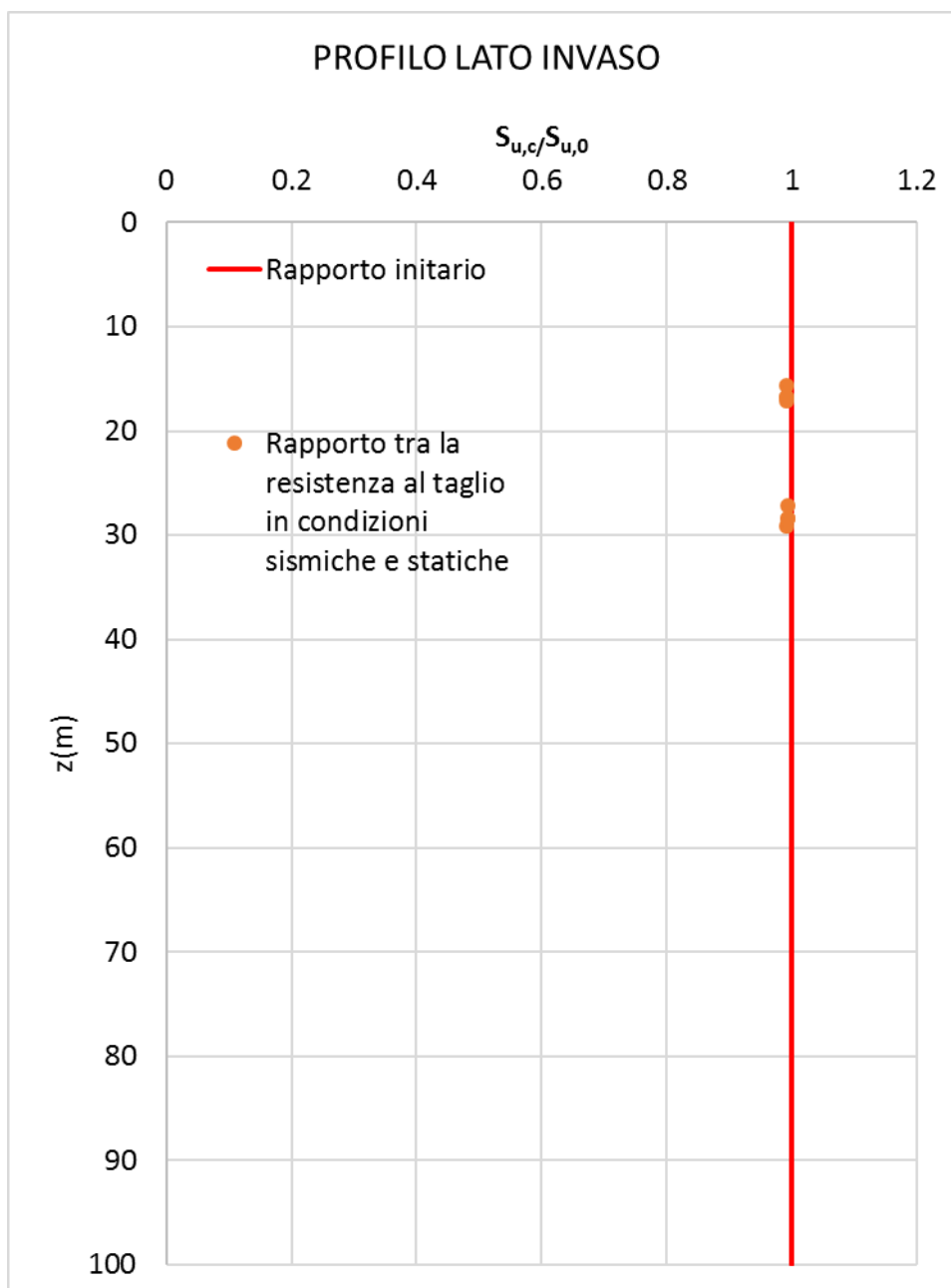


Figura 284 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 3 – Profilo lato invaso

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

5.7.3.1.3.2. Profilo in asse

All'interno degli allegati vengono riportate le tabelle di calcolo con i coefficienti utilizzati e ricavati dalle formulazioni enunciate in precedenza. Di seguito si mostra l'andamento del rapporto tra le resistenze al taglio non drenate in condizioni sismiche e statiche.

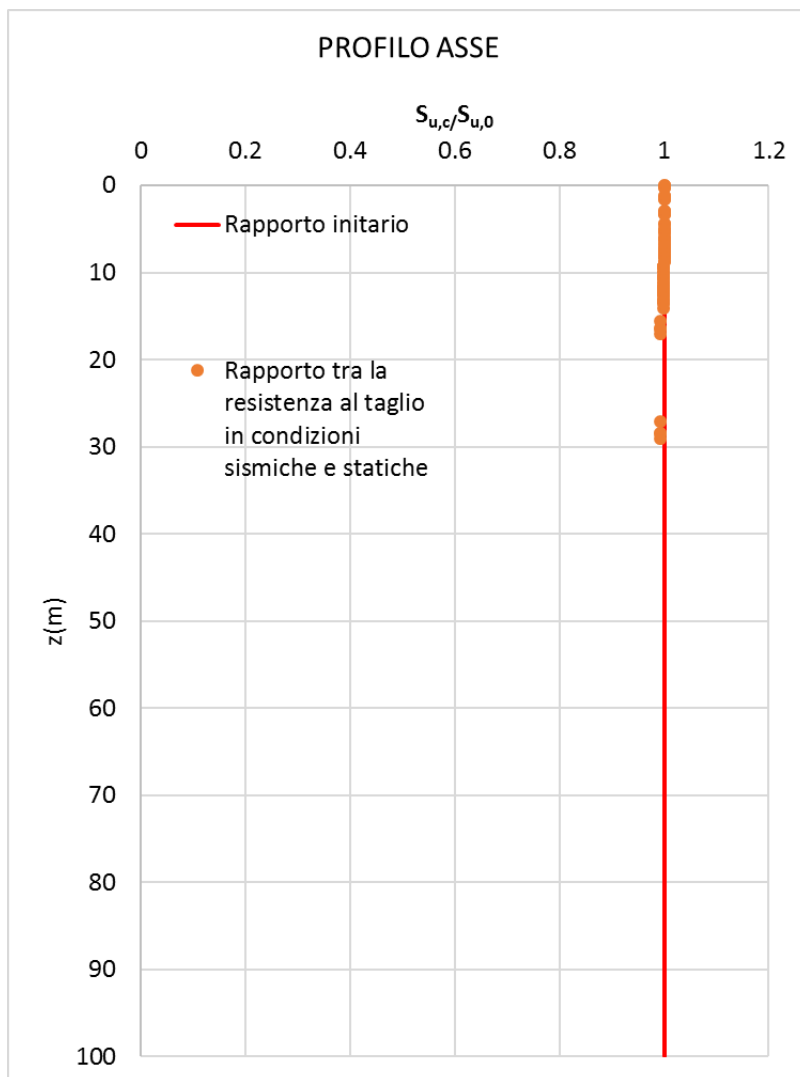


Figura 285 – Rapporto tra resistenza a taglio non drenata in condizioni sismiche e statiche – Sezione 3 – Profilo in asse

Si ottiene dunque che il rapporto così valutato per l'allineamento considerato si mantiene con valori circa pari a 1, quindi si considera assente la suscettibilità alla degradazione ciclica.

A sintesi dei risultati, relativamente alla caratterizzazione in campo dinamico dei terreni, per le formazioni in oggetto si esclude la possibilità di un decadimento della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico, connessa all'accumulo di sovrappressioni interstiziali e/o al decadimento delle caratteristiche geotecniche per fenomeni di fatica. Ne deriva che le proprietà geotecniche in campo dinamico coincidono con quelle in condizioni statiche.

5.8. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI SECONDO NTC2008

Coerentemente con quanto espresso nel Cap. 10 della Normativa vigente, si è effettuato un “giudizio motivato di accettabilità dei risultati”, ovvero si sono sottoposti i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovano l’attendibilità.

Tale valutazione è consistita nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è confermata la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Le strutture illustrate nel presente elaborato sono state analizzate in fase di dimensionamento tramite metodi semplificati, al fine di confermare l’idoneità dei risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche.

In particolare, in base alla natura delle opere in oggetto, è stata effettuata una verifica di idoneità della stabilità dei versanti; si è valutato il fattore di sicurezza del versante utilizzando il metodo analitico semplificato di Bishop.

I risultati sono confrontabili.

6. CEDIMENTI DEI RILEVATI

Il presente capitolo recepisce quanto riportato nelle " Osservazioni Istruttorie sugli elaborati del P.E. aggiornato a Luglio 2020" documento redatto dalla *Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, Cassa di espansione sul torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839.*

Nelle osservazioni al capitolo "4. ASPETTI GEOTECNICI GENERALI" si dice che:

Per quanto riguarda i manufatti arginali per il calcolo del franco netto vengono individuate le quote parti di cedimenti che si svilupperanno a lungo termine unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0,5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato (15 m).

In proposito si rileva che con il citato metodo di Newmark vengono stimati cedimenti massimi, in condizioni sismiche, circa doppi rispetto a quelli stimati empiricamente con la percentuale minima indicata dalle NTD e pertanto di tali grandezze si dovrà tenere conto nel determinare la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva.

In tale revisione progettuale si sono considerati i valori massimi di deformazione verticale ricavati con il metodo di Newmark, si è valutata quindi la monta da assegnare ai rilevati stessi in fase costruttiva. Tale valutazione è stata riportata anche all'interno della presente relazione al capitolo 7.8.

Il presente capitolo si articola nello specifico nei seguenti argomenti:

- INQUADRAMENTO GEOTECNICO
- CALCOLO DEI CEDIMENTI
- SEZIONI DI CALCOLO
- RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE
- CONFRONTO TRA MODELLO NUMERICO E CALCOLO ANALITICO
- CEDIMENTI SISMICI DEI RILEVATI
- CEDIMENTI POST SISMA
- CONSIDERAZIONI FINALI

Il presente capitolo riporta la descrizione della teoria utilizzata per valutare i cedimenti di breve e lungo termine e mostra i risultati così ottenuti dalle analisi numeriche in riferimento ai rilevati arginali della cassa di espansione del Torrente Baganza in località Sala Baganza, a sud ovest della città di Parma. Inoltre si è valutata l'eventuale classe di danno sulle preesistenze più prossime ai rilevati arginali di progetto.

6.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per quanto riguarda il dettaglio approfondito dell'inquadramento geotecnico si rimanda alla documentazione dedicata di progetto esecutivo rappresentata dagli elaborati grafici e dal capitolo 2 della presente relazione riguardante la caratterizzazione geotecnica.

6.1.1. Stratigrafie di riferimento

Le stratigrafie di riferimento inerenti alle sezioni esaminate da 1 a 7 sono le medesime utilizzate per l'analisi della stabilità dei rilevati arginali, le cui verifiche sono presentate all'interno del capitolo 3.

Per quanto riguarda le sezioni S14 e S2_PG/S7 si riportano di seguito le stratigrafie utilizzate:

Tabella 237 – Modello geotecnico per Sezione S14

Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0.0	÷	5.0	UG1A
5.0	÷	8.0	UG2A
8.0	÷	9.5	UG2B
9.5	÷	20.0	UG2A
20.0	÷	37.0	UG2B
37.0	÷	50.0	UG2A

Tabella 238 – Modello geotecnico per Sezione S2_PG/S7

Profondità in m da P.C.			Unità Geotecnica
0.0	÷	5.0	UG1A
5.0	÷	9.0	UG2B
9.0	÷	15.0	UG2A
15.0	÷	16.0	UG2B
16.0	÷	20.0	UG2A
20.0	÷	29.0	UG2B
29.0	÷	50.0	UG2A

6.1.2. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici dei terreni sono i medesimi di quelli utilizzati per le analisi di stabilità dei pendii dei rilevati arginali, le cui verifiche sono presentate all'interno del capitolo 3.

Al fine di effettuare il calcolo dei cedimenti di lungo termine per gli strati argillosi si rende necessario effettuare analisi di consolidazione per più step temporali, si riportano quindi nel seguito i valori considerati per ogni modello numerico di coefficienti di consolidazione primaria e secondaria e indice dei vuoti iniziale, suddivisi per sezione di calcolo e stratigrafia.

6.1.3. Sezione 1

Tabella 239 – Modello geotecnico Sezione 1

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0	6,0	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
6,0	8,0	UG2A	0	36	50	-	-	-	-	-
8,0	9,0	UG2B	5	25	80	0.26	0.04	0.009	0.84	4
9,0	17,5	UG2A	0	36	65	-	-	-	-	-
17,5	27,0	UG2B	5	25	80	0.25	0.05	0.009	0.76	2
27,0	40,0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-

6.1.4. Sezione 2

Tabella 240 – Modello geotecnico Sezione 2

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
5,5	8,0	UG2A	0	36	50	-	-	-	-	-
8,0	9,5	UG2B	41	17	80	0.25	0.05	0.0065	0.75	4
9,5	19,5	UG2A	0	36	65	-	-	-	-	-
19,5	24,0	UG2B	41	17	80	0.26	0.05	0.0065	0.75	2
24,0	29,0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-
29,0	36,5	UG2B	41	17	80	0.26	0.05	0.0065	0.75	1
36,5	41,5	UG2A	0	36	95	-	-	-	-	-

6.1.5. Sezione 3

Tabella 241 – Modello geotecnico Sezione 3

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	1,5	UG2B	10	25	80	0.26	0.04	0.003	0.625	4
1,5	9,5	UG2A	0	36	50	-	-	-	-	-
9,5	11,0	UG2B	10	25	80	0.26	0.04	0.003	0.625	2
11,0	21,0	UG2A	0	36	65	-	-	-	-	-
21,0	23,0	UG2B	10	25	80	0.26	0.04	0.003	0.625	1
23,0	39,0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-

6.1.6. Sezione 4

Tabella 242 – Modello geotecnico Sezione 4

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	6,0	UG2A	0	36	55	-	-	-	-	-
6,0	7,0	UG2B	10	25	80	0.23	0.04	0.009	0.65	4
7,0	18,0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-
18,0	30,0	UG2B	10	25	80	0.22	0.03	0.009	0.73	2
30,0	35,5	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-
35,5	47,0	UG2B	10	25	80	0.26	0.03	0.005	0.60	1
47,0	50,0	UG2A	0	36	90	-	-	-	-	-

6.1.7. Sezione 5

Tabella 243 – Modello geotecnico Sezione 5

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	2,5	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
2,5	10,5	UG2A	0	36	60	-	-	-	-	-
10,5	21,0	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	2
21,0	40,0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-

6.1.8. Sezione 6

Tabella 244 – Modello geotecnico Sezione 6

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
5,5	8,0	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	4
8,0	18,5	UG2A	0	36	60	-	-	-	-	-
18,5	29,5	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	2
29,5	40,0	UG2A	0	36	95	-	-	-	-	-

6.1.9. Sezione 7

Tabella 245 – Modello geotecnico per Sezione 7

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0,0	5,5	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
5,5	8,0	UG2A	0	36	50	-	-	-	-	-
8,0	9,5	UG2B	5	25	80	0.20	0.03	0.005	0.641	4
9,5	19,5	UG2A	0	36	60	-	-	-	-	-
19,5	37,0	UG2B	5	25	80	0.20	0.03	0.005	0.641	2
37,0	45,0	UG2A	0	36	90	-	-	-	-	-

6.1.10. Sezione S14

Tabella 246 – Modello geotecnico per Sezione S14

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0.0	5.0	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
5.0	8.0	UG2A	0	36	50	-	-	-	-	-
8.0	9.5	UG2B	41	17	80	0.25	0.05	0.0065	0.75	4
9.5	20.0	UG2A	0	36	65	-	-	-	-	-
20.0	37.0	UG2B	41	17	80	0.26	0.05	0.0065	0.75	2
37.0	50.0	UG2A	0	36	80	-	-	-	-	-

6.1.11. Sezione S2_PG/S7

Tabella 247 – Modello geotecnico per Sezione S2_PG/S7

Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	Cc	Cs	Ca	e ₀	OCR
0.0	5.0	UG1A	0	38	70	-	-	-	-	-
5.0	9.0	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	4
9.0	15.0	UG2A	0	36	60	-	-	-	-	-
15.0	16.0	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	2
16.0	20.0	UG2A	0	36	90	-	-	-	-	-
20.0	29.0	UG2B	10	25	80	0.24	0.045	0.009	0.75	1
29.0	50.0	UG2A	0	36	90	-	-	-	-	-

6.1.12. Parametri caratteristici dei materiali da rilevato

Si riportano nel seguito i parametri dei terreni che compongono il rilevato, utilizzati all'interno delle analisi di stabilità.

Tabella 248 – Parametri geotecnici materiali da rilevato

Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	γ [kN/m ³]	Cc	Cs	Ca	e ₀
NUCLEO	-	-	-	19	0.02	3E-3	0.05E-3	0.5
A1-A2	5	35	25	20	-	-	-	-

6.1.13. Parametri caratteristici del jet-grouting

Si riportano nel seguito i parametri del trattamento in jet grouting che compone i taglianti idraulici, utilizzati all'interno delle analisi di stabilità.

Tabella 249 – Parametri geotecnici jet grouting

Unità Geotecnica	c' [kPa]	φ' [°]	E' [MPa]	k [m/s]	γ [kN/m ³]
Diaframma in jet-grouting	50	35	100	1x10-8	24

6.2. CALCOLO DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI STATICHE: ANALISI NUMERICHE

6.2.1. Teoria della consolidazione

L'applicazione di un carico su un terreno comporta l'insorgere di sovrappressione dell'acqua interstiziale, la cui entità varia da punto a punto all'interno del volume individuato dal bulbo tensionale. Al di fuori del bulbo tensionale l'acqua conserva il valore di equilibrio iniziale u_0 . Il gradiente Δu innesca un moto di filtrazione (transitorio) la cui durata dipende dalla permeabilità e dalla deformabilità del terreno.

Nei terreni a grana fine la durata del processo di dissipazione delle pressioni è maggiore.

Le principali conseguenze della trasmissione di carico dalla fase liquida allo scheletro solido è una riduzione di volume con conseguente sviluppo di deformazioni volumetriche, variazione dell'indice dei vuoti e cedimenti.

Dopo un breve cenno teorico e la formulazione analitica per il calcolo dei cedimenti, si mostra come viene implementata la teoria della consolidazione all'interno del software numerico PLAXIS 2D.

6.2.1.1. Calcolo analitico dei cedimenti di consolidazione

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali coesivi saturi determina un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente viene come segue.

1. In relazione alla bassa permeabilità (k) del terreno coesivo, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali; i materiali coesivi si deformano a volume costante e si sviluppa il cedimento immediato (la determinazione di tale componente immediata del cedimento è stata condotta secondo le procedure operative di cui al paragrafo precedente).
2. Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità del terreno e alle condizioni di drenaggio; tale componente di consolidazione primaria del cedimento globale è oggetto del presente paragrafo. Il reale decorso dei cedimenti di consolidazione sarà influenzato dalle tempistiche di realizzazione del corpo dei rilevati, tuttavia, in fase progettuale, le calcolazioni sono state effettuate assumendo che il processo si instauri a completamento della fase di carico (ovvero a costruzione del rilevato ultimata), pur essendo in realtà ad essa contestuale. La valutazione del cedimento di consolidazione primaria è stata effettuata nell'ambito del presente documento, applicando il classico metodo edometrico.
3. Esauritosi il cedimento di consolidazione primaria, si assiste all'evoluzione nel tempo di un ulteriore fenomeno di natura plastico-viscosa identificato come cedimento secondario. Nell'ambito della presente progettazione, si è ritenuto di scarso interesse tecnico il calcolo della suddetta componente, visti i lunghi tempi di mobilitazione completa previsti per la sola aliquota di consolidazione primaria.

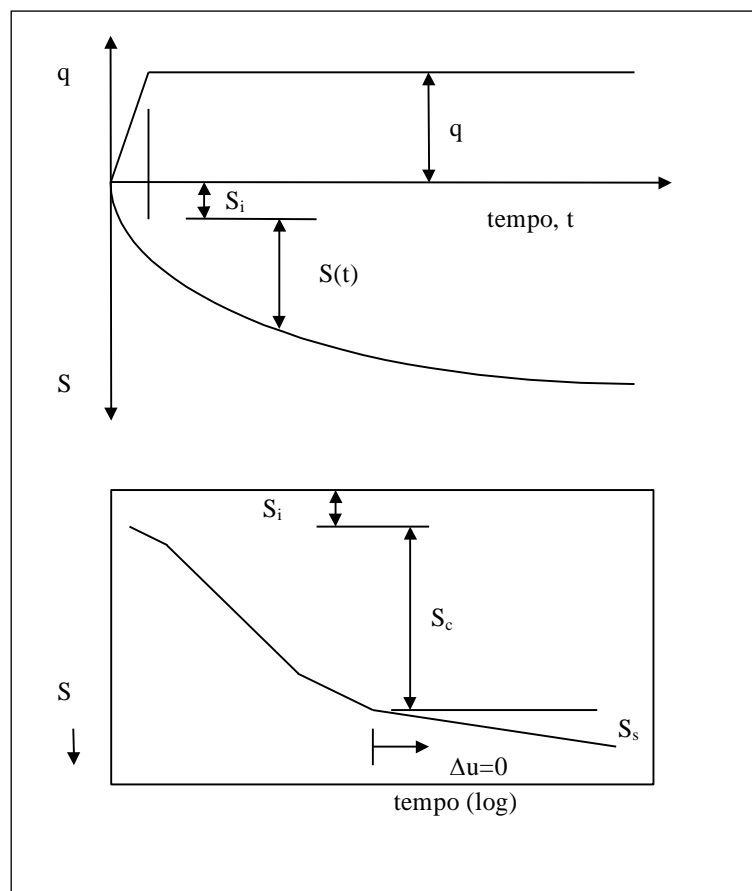


Figura 286 – Decorso del cedimento di consolidazione nel tempo

Ai fini del calcolo del cedimento di consolidazione con metodo edometrico, secondo le formulazioni esposte nel seguito, si è pertanto adottato un valore dell'OCR compatibile con la caratterizzazione geotecnica.

6.2.1.1.1. Valutazione delle tensioni geostatiche iniziali

La valutazione delle tensioni geostatiche esistenti prima della costruzione del rilevato è stata condotta assumendo che la direzione verticale sia direzione principale di tensione, secondo la nota relazione che esprime le tensioni efficaci (il metodo di calcolo edometrico per sua natura si riferisce alle condizioni drenate) in relazione alla profondità da p.c., definita la falda alla quota di progetto.

$$\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z$$

essendo:

- σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace;
- γ' = peso di volume efficace del terreno.

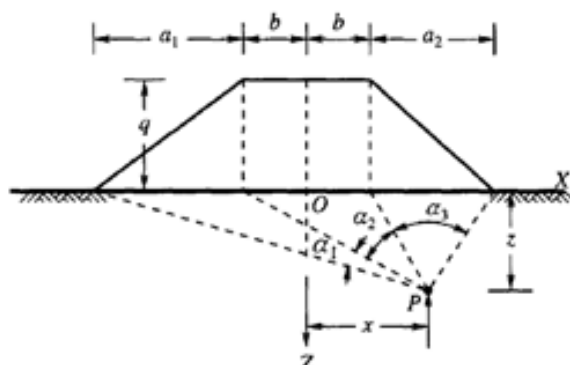
6.2.1.1.2. Valutazione delle sovratensioni indotte dal corpo del rilevato

La determinazione delle tensioni indotte dai carichi esterni, σ'_{vo} , è stata effettuata utilizzando la teoria dell'elasticità, assimilando il terreno di fondazione ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo e l'area di carico di forma

trapezia asimmetrica ed applicando la soluzione analitica di Osterberg (1975).

Ai fini del calcolo dei cedimenti di consolidazione nei terreni di appoggio dei rilevati in progetto, si fa ricorso la soluzione di Osterberg è fondata sulla teoria dell'elasticità; in particolare, per un carico di forma trapezoidale, rappresentativo dei corpi di rilevato da costruirsi, l'incremento di tensione verticale indotto in un generico punto P all'interno del terreno di appoggio ($\Delta\sigma_z$) è esprimibile nella forma:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \frac{b}{a_1} (\alpha_1 + R \cdot \alpha_3) + \frac{x}{a_1} (\alpha_1 - R \cdot \alpha_3) \right]$$



- α_1 , α_2 ed α_3 sono gli angoli sottesi dal punto P all'area di carico
- a_1 , a_2 e b sono i parametri geometrici del rilevato in progetto
- $q = \gamma \cdot h$ è l'entità del carico di progetto, essendo γ il peso di volume del terreno di riporto costituente il corpo del rilevato ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) ed h l'altezza del rilevato stesso
- R = metà del valore della base del rilevato in esame;

Si riporta nel seguito nomogramma implementato per il calcolo delle sovratensioni indotte (a supporto della formulazione analitica).

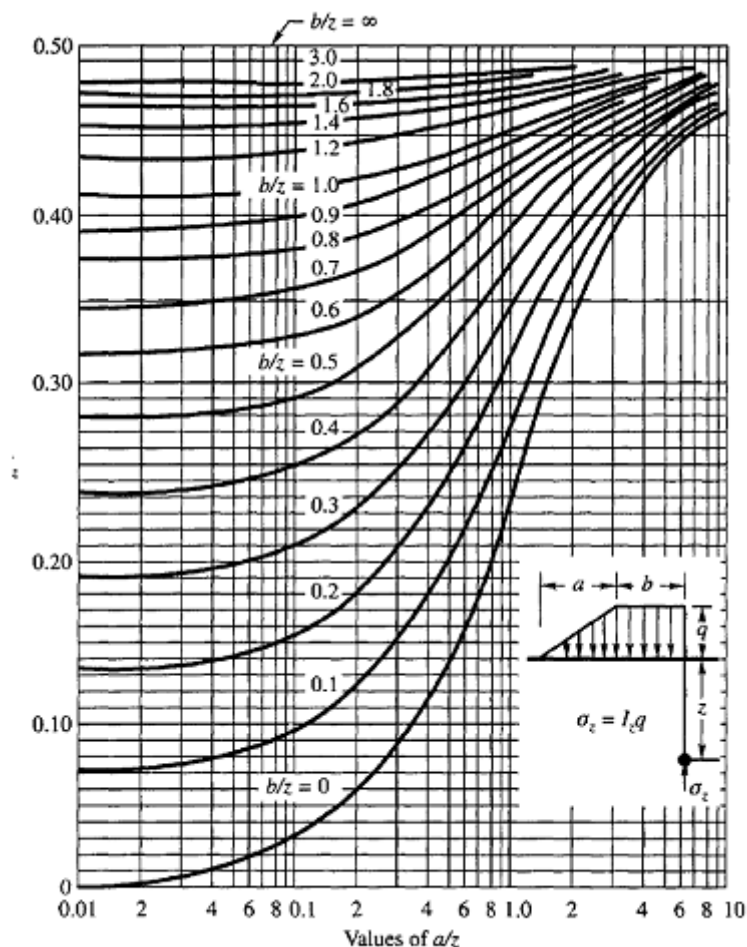


Figura 287 – Schema di carico trapezoidale su terreno di appoggio e nomogramma per il calcolo delle tensioni indotte in asse al corpo di carico

La sovratensione calcolata secondo la procedura sopra esposta è riferita al corpo di carico a sezione trapezia nastriforme.

6.2.1.1.3. Metodo edometrico per il calcolo dei cedimenti di consolidazione primaria

Si descrive nel seguito il metodo monodimensionale (o metodo edometrico), proposto da Terzaghi (1943). La procedura di calcolo è costituita dalle seguenti operazioni:

- suddivisione il banco di terreno comprimibile in un numero di strati aventi spessore iniziale (nel caso specifico, $H_i = 0.3\text{m}$);
- calcolo della tensione efficace geostatica in corrispondenza della mezzeria di ciascuno di tali strati e contestuale definizione della tensione di preconsolidazione:

$$\sigma'_p = OCR \cdot \sigma'_{v0}$$

con OCR il grado di sovraconsolidazione, definito sulla scorta dei risultati di prove edometriche, secondo le valutazioni espresse in precedenza.

- calcolo, alle medesime profondità, dell'incremento $\Delta\sigma_z$ prodotto dalla costruzione del rilevato
- calcolo del cedimento di ciascuno strato, ΔH_i , assumendo che le deformazioni dell'elemento di volume siano esclusivamente monodimensionali.

Per depositi sovraconsolidati si adotta la relazione seguente:

$$\Delta H_i = H_i \left(RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \right)$$

dove:

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0} \quad (\text{rapporto di ricomprensione})$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (\text{rapporto di compressione}), \text{ Me}$$

essendo C_r e C_c rispettivamente l'indice di ricomprensione e compressione, determinati sulla base dei risultati di prove edometriche,

e_0 l'indice naturali dei vuoti del terreno in situ.

Nel caso in cui i depositi si trovino in condizioni normal-consolidate, la relazione di cui sopra si riduce alla seguente:

$$\Delta H_i = H_i \left(CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- calcolo del cedimento totale come somma dei cedimenti associati ai singoli n strati:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Nel merito della selezione dei parametri RR e CR, la valutazione è condotta sulla scorta dei risultati forniti dalle prove edometriche condotte in laboratorio.

6.2.1.1.4. Evoluzione temporale dei cedimenti di consolidazione primaria

La valutazione dell'andamento nel tempo del cedimento di consolidazione primaria dei terreni coesivi è stata condotta con riferimento alla teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Si calcola il tempo "t" necessario allo sviluppo dei cedimenti corrispondenti al grado di consolidazione U scelto tramite la seguente espressione:

$$t = \frac{T \cdot H_0^2}{c_v}$$

Dove:

- T = fattore adimensionale del tempo corrispondente al grado di consolidazione;
- H = massimo percorso di drenaggio delle particelle d'acqua all'interno degli strati coesivi;
- c_v = coefficiente di consolidazione verticale primaria = $\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$, in cui k è il coefficiente di permeabilità, γ_w è il peso di volume dell'acqua e m_v è il coefficiente di compressibilità edometrica.

I valori dei coefficienti di consolidazione sono stati definiti coerentemente con le determinazioni esplicitate nel capitolo 2. Gli stessi derivano dall'elaborazione dei risultati delle prove edometriche di laboratorio.

All'atto pratico l'evoluzione del cedimento è valutata calcolando il grado di consolidazione medio U_m , definito come rapporto fra il cedimento del banco al tempo t ed il cedimento di consolidazione finale. Esso è derivato dalla soluzione dell'equazione della consolidazione per isocrone progressive proposta da Jambu et Al. (1956), alla quale si riferisce il seguente diagramma. L'evoluzione del grado di consolidazione è riferita al fattore tempo adimensionale T_m espresso come $t \cdot c_v / H^2$ ed è fornita per tre distribuzioni tipiche delle sovrappressioni interstiziali agenti all'imposizione del carico a piano campagna, corrispondenti ad altrettante differenti isocrone iniziali.

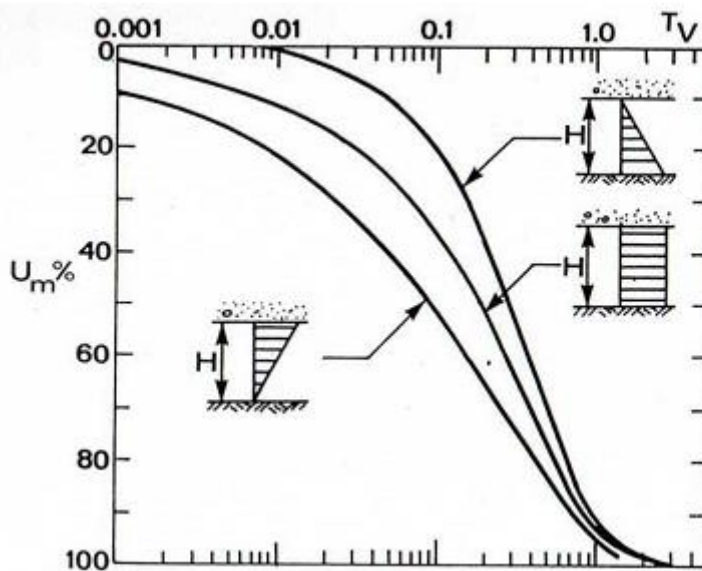


Figura 288 – Grado medio di consolidazione per differenti isocrone iniziali

6.2.1.2. Implementazione delle equazioni fondamentali per la consolidazione (PLAXIS 2D)

All'interno di PLAXIS 2S le equazioni governanti per la consolidazione seguono la teoria di Biot (1956). Si assume inoltre la legge di Darcy per quanto riguarda i fluidi e il comportamento elastico per lo scheletro solido. La teoria si basa sulla teoria delle piccole deformazioni.

In accordo con il principio di Terzaghi lo stato di sforzo si può suddividere in una componente efficace e la pressione dell'acqua, quest'ultima a sua volta vede due componenti, la pressione in eccesso e la pressione assegnata come dato di input.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma'} + \underline{m}(p_{steady} + p_{excess})$$

Tale pressione di input deriva appunto dalla pressione generata dalla linea di falda assegnata al programma numerico come dato iniziale, e si ottiene alla fine del processo di consolidazione.

L'equazione può essere dunque riscritta in forma incrementale.

$$\underline{\dot{\sigma'}} = \underline{M} \underline{\dot{\varepsilon}}$$

Dove M è la matrice di rigidezza del materiale considerato.

6.2.2. **Soft soil creep model (PLAXIS 2D)**

Per simulare il comportamento di terreni compressibili soffici che mostrano un comportamento di compressione secondaria si implementa all'interno di PLAXIS 2D il modello "Soft Soil Creep", ovvero un modello che considera il comportamento di dipendenza dal tempo di tali terreni in termini di deformazioni sviluppate.

Il problema del creep è importante per i problemi che riguardano la costruzione di rilevati, quindi risulta fondamentale valutare tali cedimenti indotti tramite modelli numerici FEM.

6.3. SEZIONI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riporta la descrizione delle sezioni di calcolo esaminate e le fasi di calcolo effettuate.



Figura 289 – Sezioni di calcolo e tratti in jet-grouting

Le sezioni in cui è presente il taglione in jet grouting sono la sezione 1, la sezione 2 e la sezione 7.

6.3.1. Sezione 1

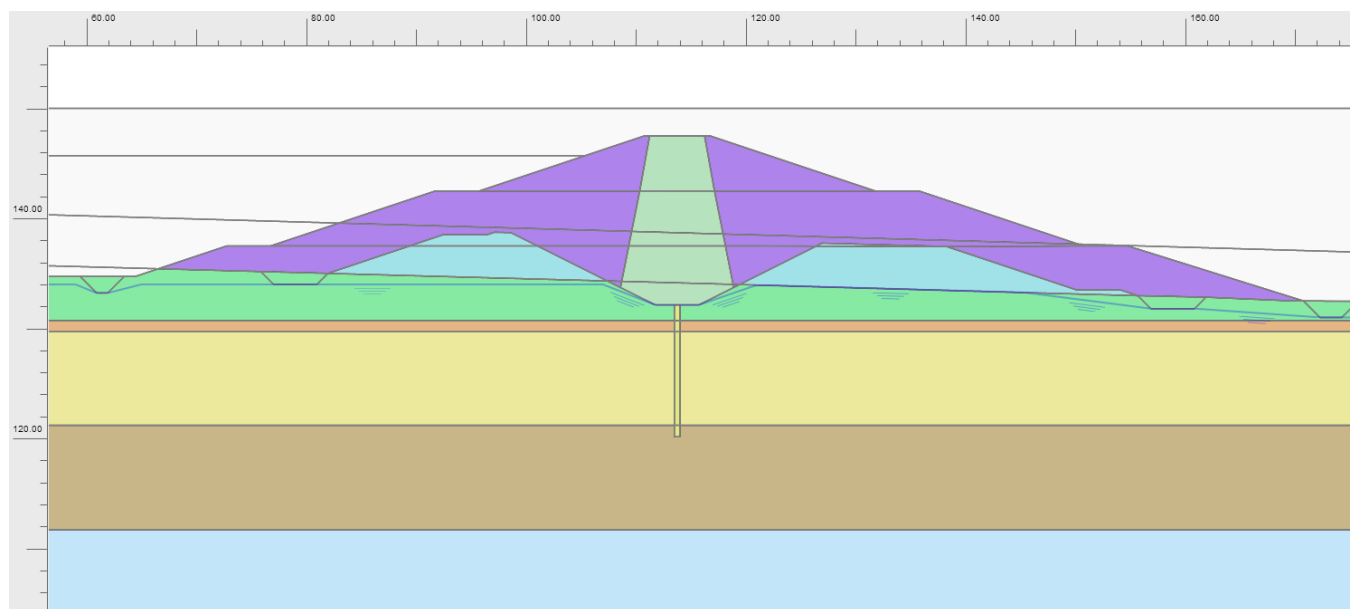


Figura 290 – Sezione di calcolo 1

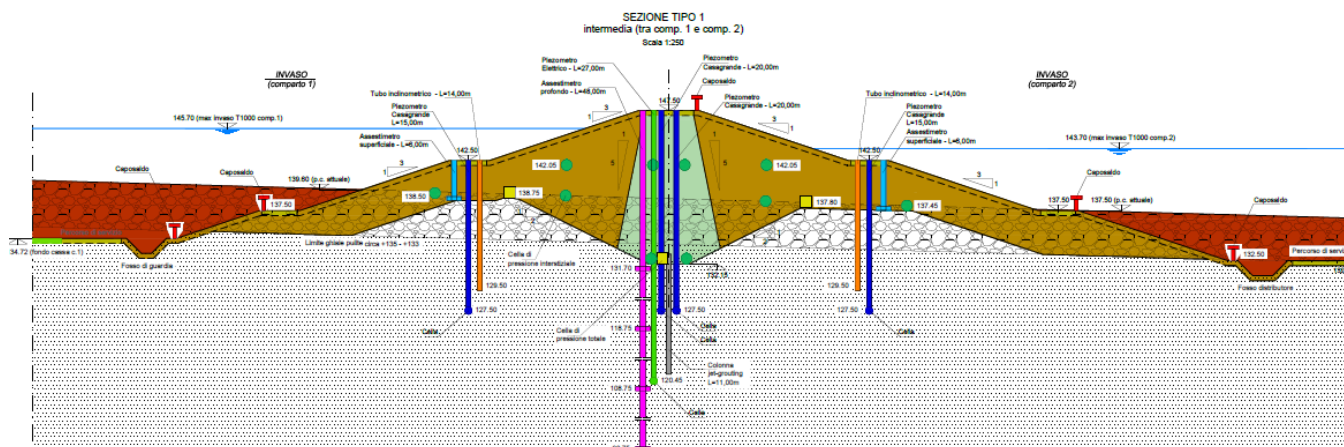
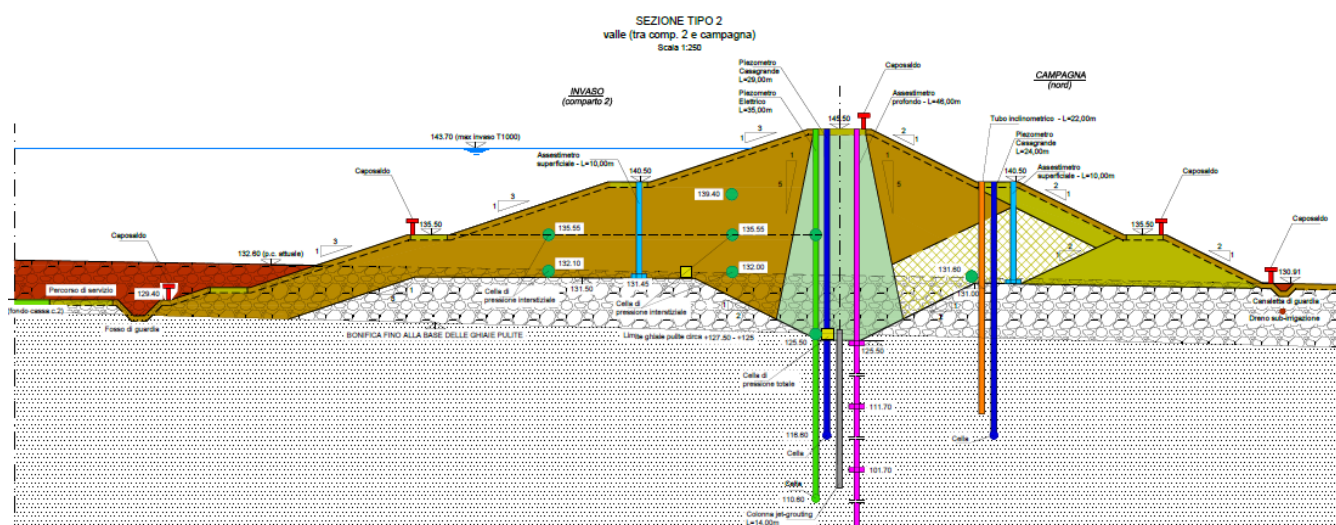
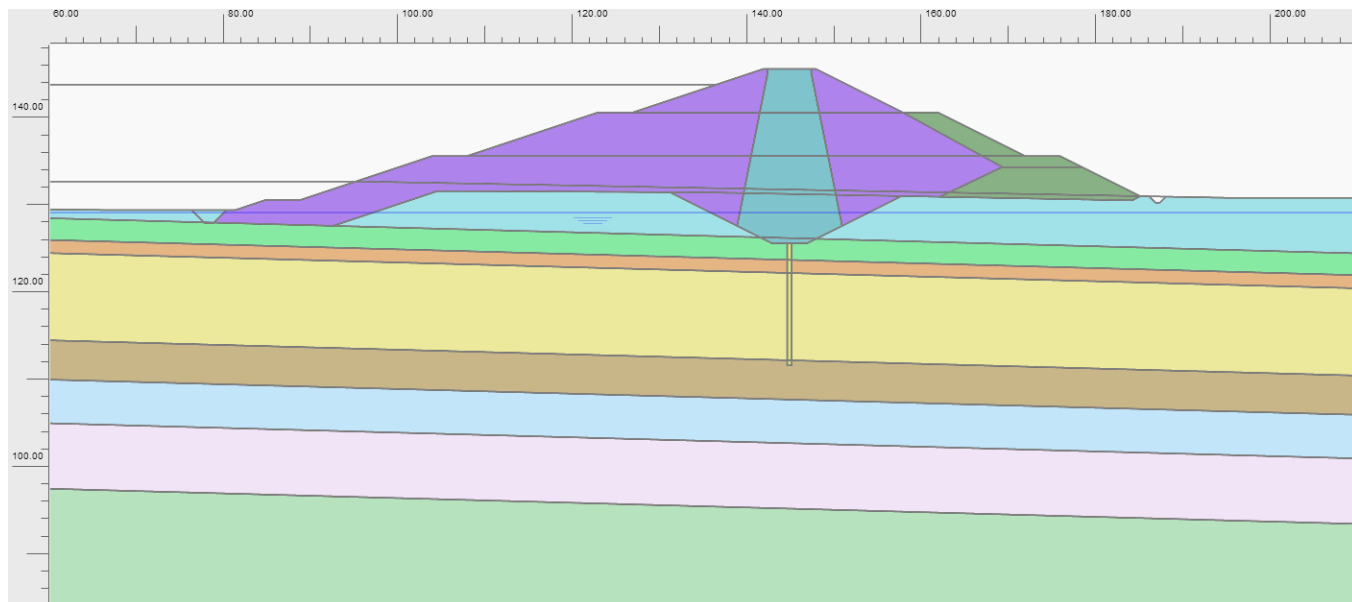


Figura 291 – Sezione tipologica – Sezione 1

6.3.1.1. Fasi di calcolo – Sezione 1

- 17) Geostatico;
- 18) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 19) Scavo e sbancamenti;
- 20) Costruzione del primo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 21) Costruzione del secondo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 22) Costruzione del terzo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 23) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 24) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 25) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 26) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 27) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 28) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 29) Fase di consolidazione fino a 100 anni;



- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 7) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 12) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 13) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.3. Sezione 3

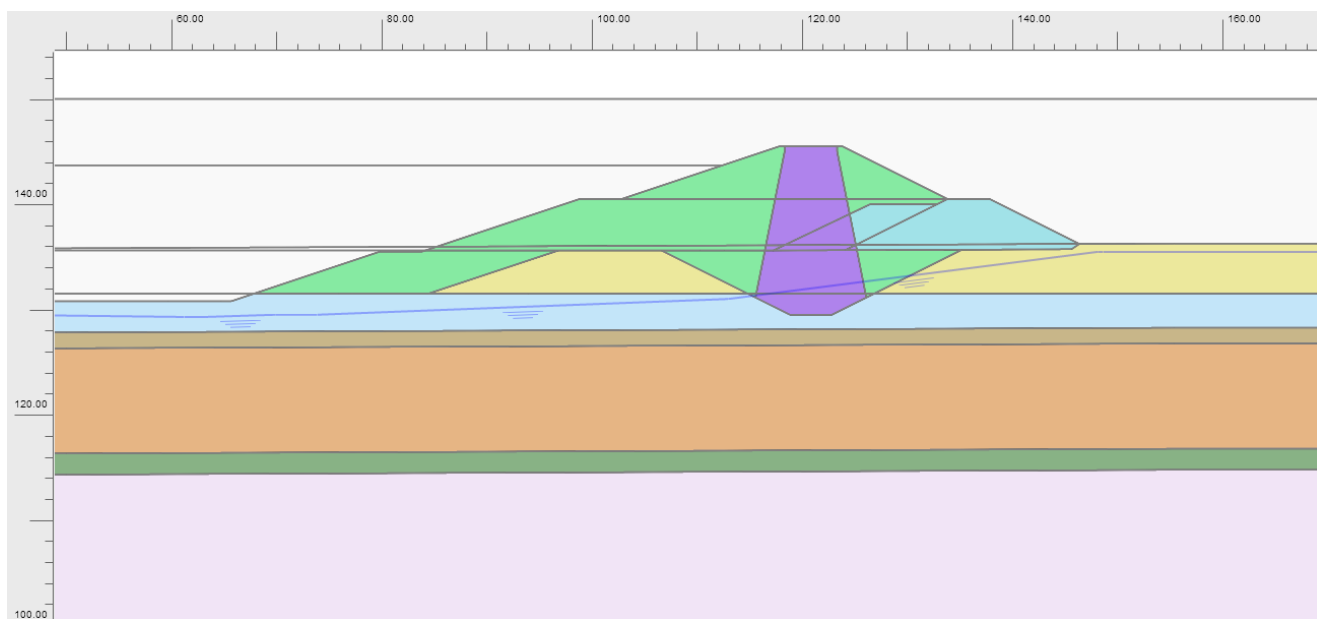


Figura 294 – Sezione di calcolo 3

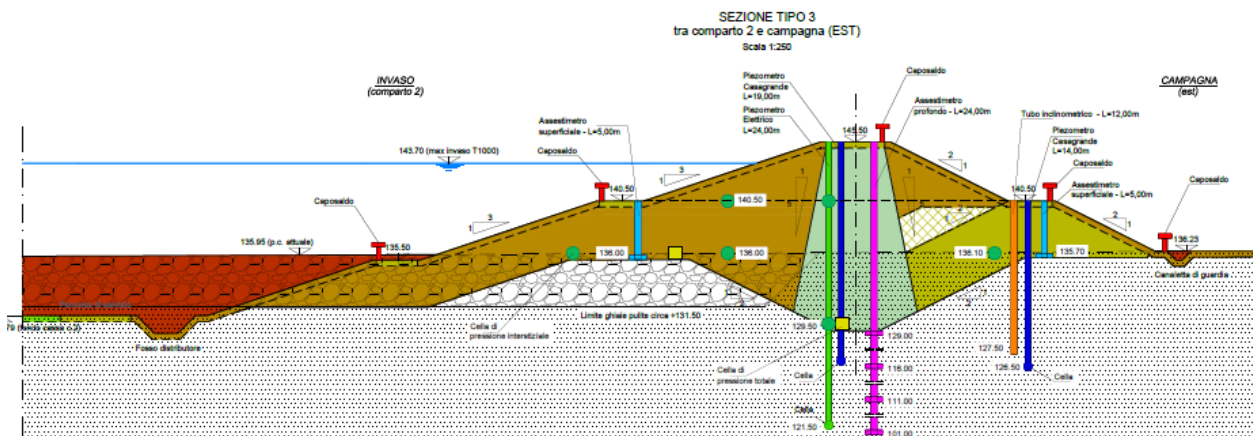


Figura 295 – Sezione tipologica – Sezione 3

6.3.3.1. Fasi di calcolo – Sezione 3

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del primo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 7) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 12) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 13) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.4. Sezione 4

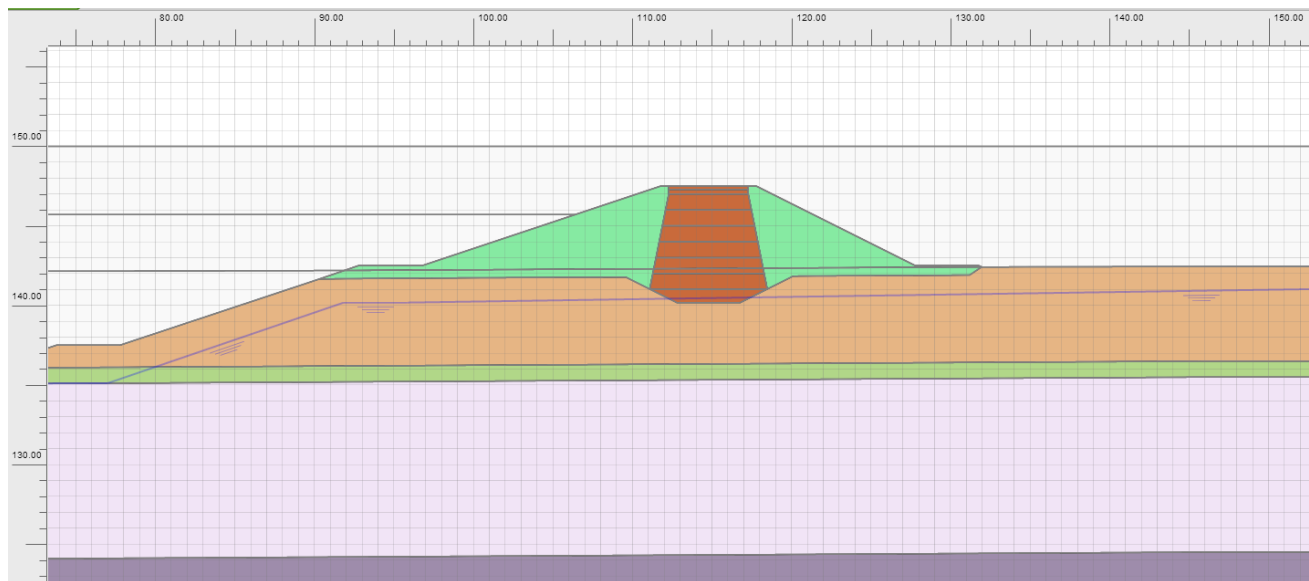


Figura 296 – Sezione di calcolo 4

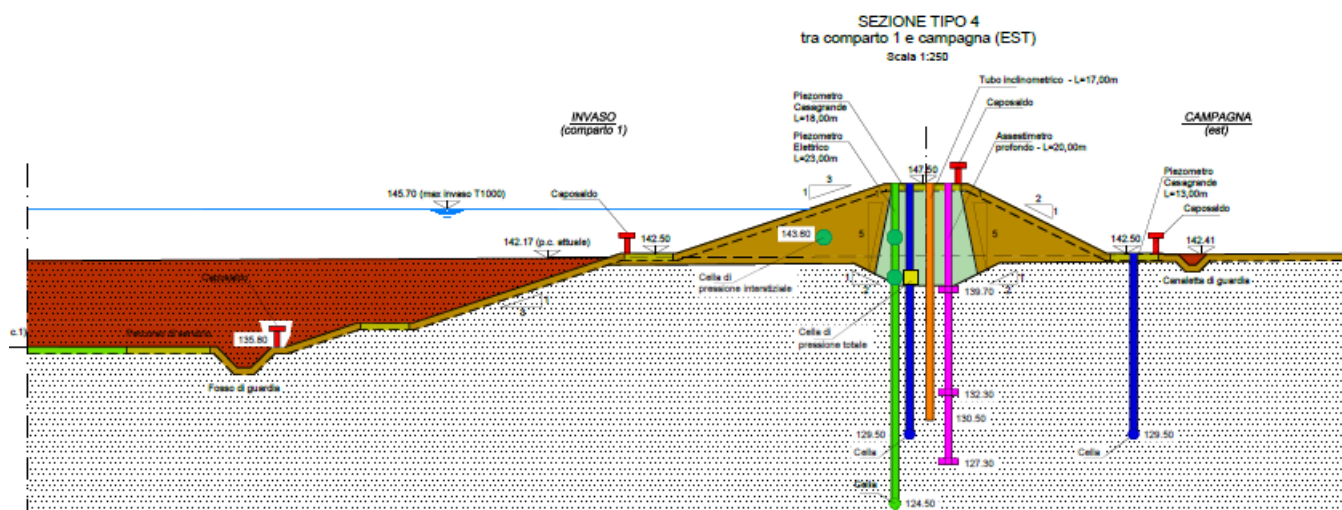


Figura 297 – Sezione tipologica – Sezione 4

6.3.4.1. Fasi di calcolo – Sezione 4

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del rilevato, dato la sua altezza ridotta si esegue in un unico step di calcolo (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;

- 6) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 7) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.5. Sezione 5

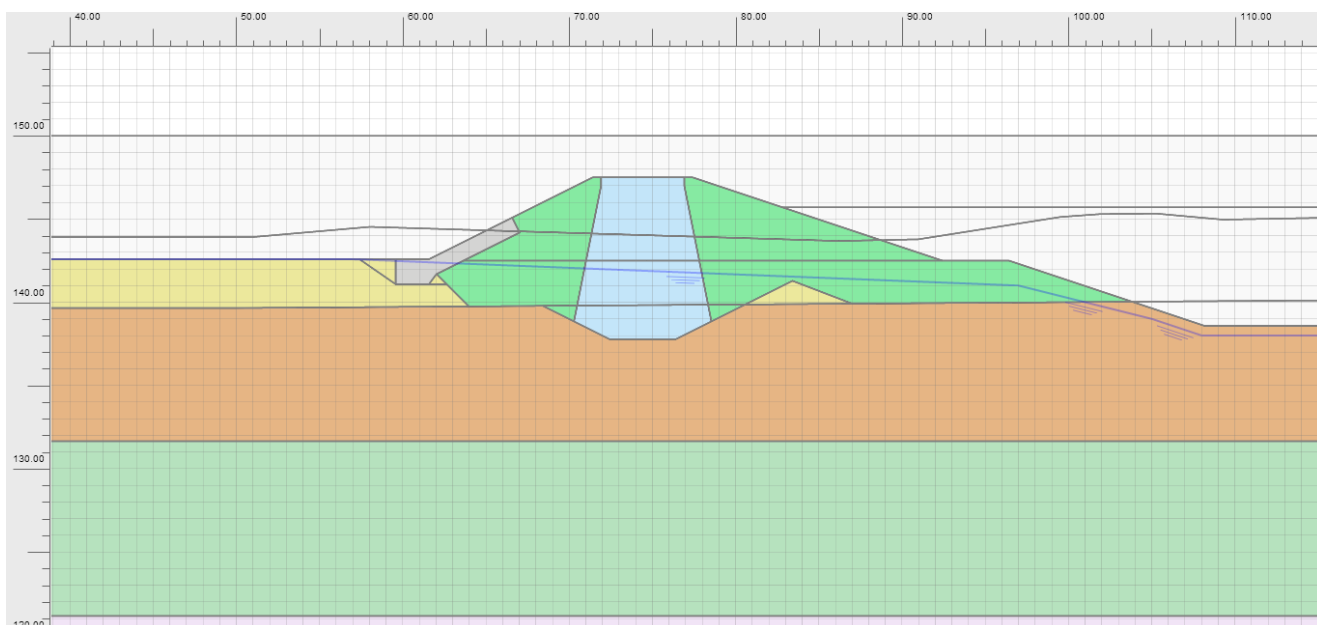


Figura 298 – Sezione di calcolo 5

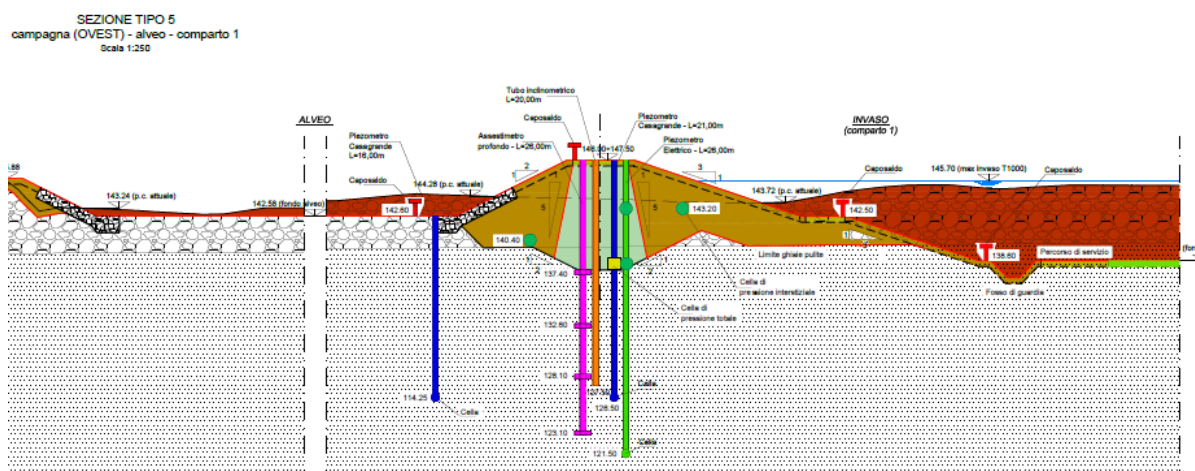


Figura 299 – Sezione tipologica – Sezione 5

6.3.5.1. Fasi di calcolo – Sezione 5

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del rilevato, dato la sua altezza ridotta si esegue in un unico step di calcolo (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 6) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 7) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.6. Sezione 6

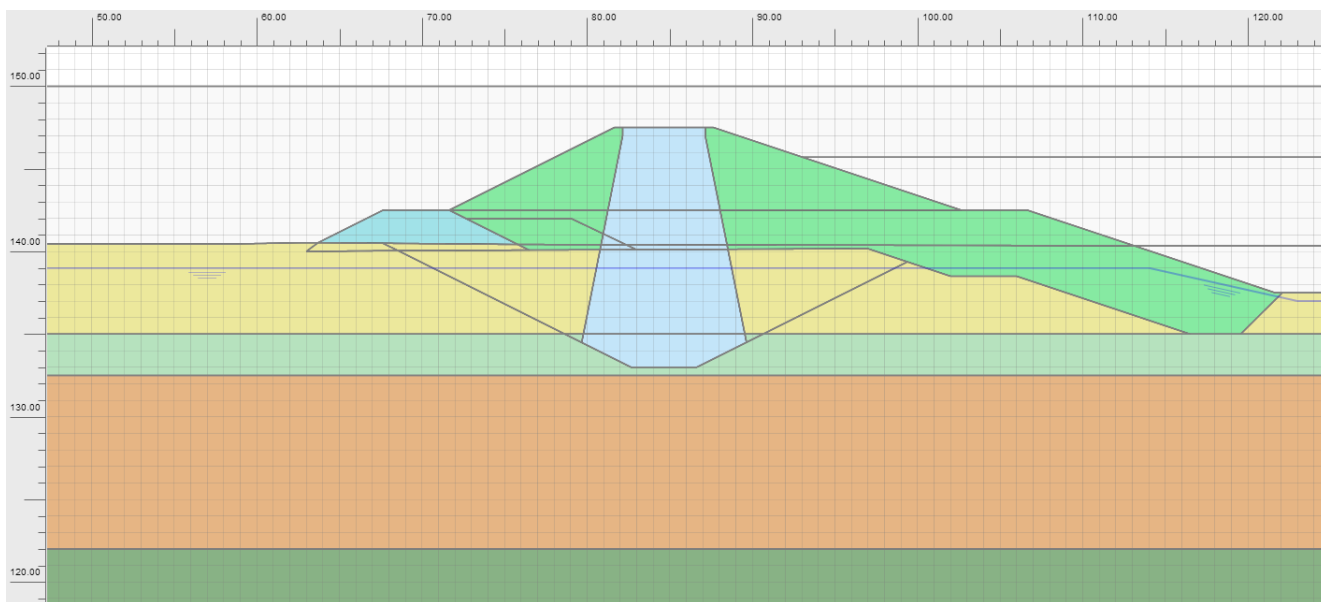


Figura 300 – Sezione di calcolo 6

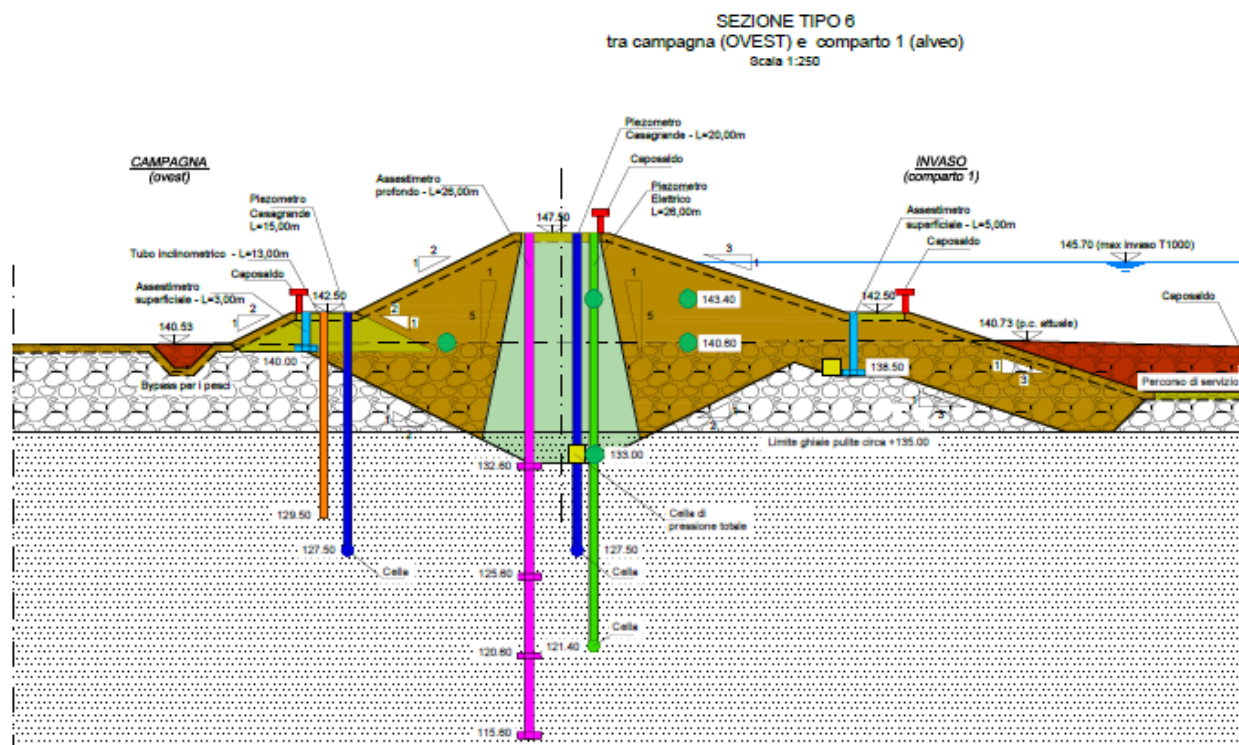


Figura 301 – Sezione tipologica – Sezione 6

6.3.6.1. Fasi di calcolo – Sezione 6

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del rilevato, dato la sua altezza ridotta si esegue in un unico step di calcolo (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 6) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 7) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.7. Sezione 7

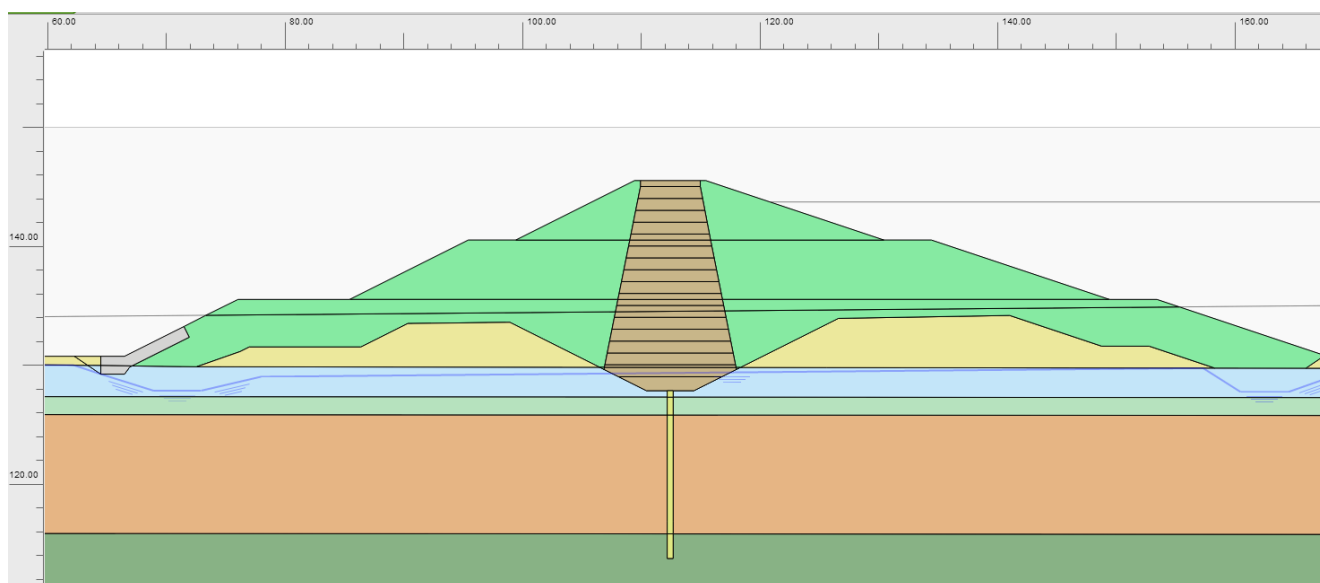


Figura 302 – Sezione di calcolo 7

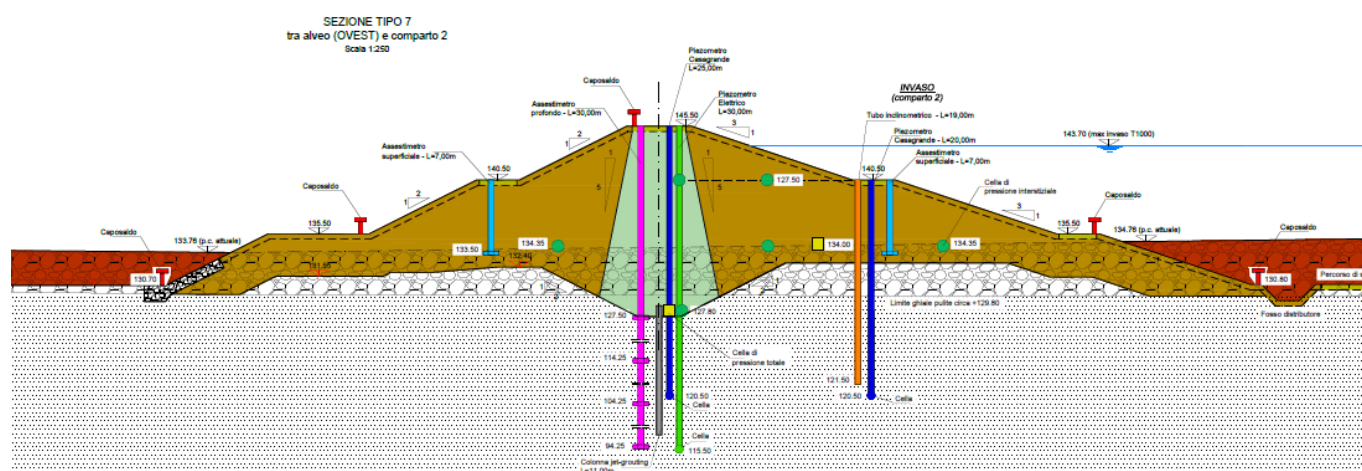


Figura 303 – Sezione tipologica – Sezione 7

6.3.7.1. Fasi di calcolo – Sezione 7

- 1) Geostatico;

- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 3) Scavo e sbancamenti;
- 4) Costruzione del primo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 7) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 12) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 13) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.8. Sezione su sondaggio S14

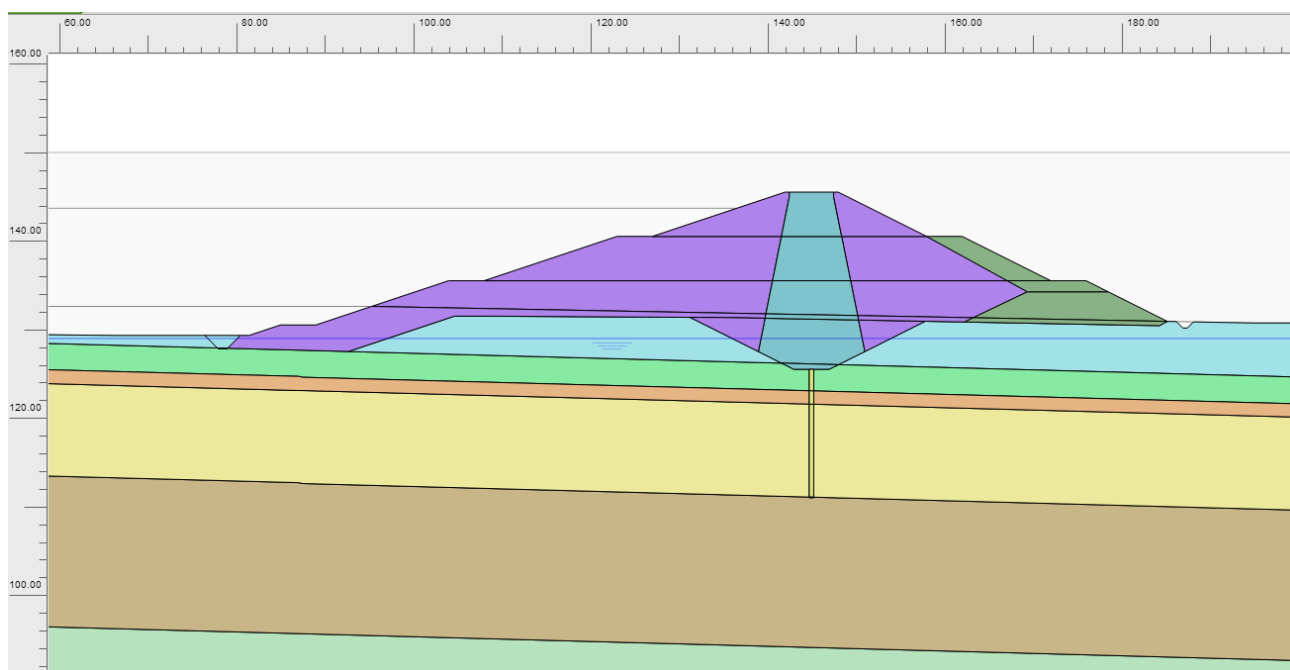
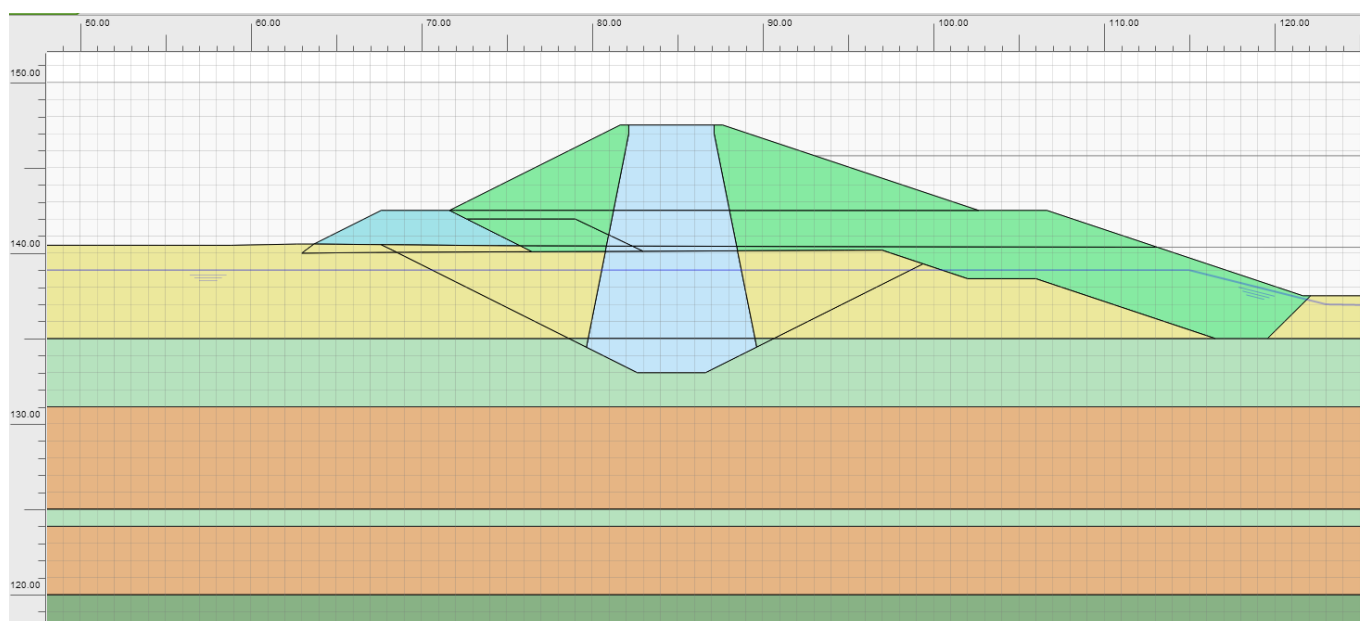


Figura 304 – Sezione di calcolo su sondaggio S14

6.3.8.1. Fasi di calcolo – Sezione S14

- 1) Geostatico
- 2) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica
- 3) Scavo e sbancamenti
- 4) Costruzione del primo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 5) Costruzione del secondo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 6) Costruzione del terzo livello del rilevato (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 7) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 8) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 9) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 10) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 11) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 12) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 13) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.3.9. Sezione su sondaggio S2_PG/S7



6.3.9.1. Fasi di calcolo – Sezione S2_PG/S7

- 12) Geostatico;
- 13) Azzeramento degli spostamenti sviluppati nella fase geostatica;
- 14) Scavo e sbancamenti;
- 15) Costruzione del rilevato, dato la sua altezza ridotta si esegue in un unico step di calcolo (calcolo effettuato in condizioni non drenate per gli strati limo-argillosi);
- 16) Inizio della fase di consolidazione fino a 7 giorni;
- 17) Fase di consolidazione fino a 30 giorni;
- 18) Fase di consolidazione fino a 90 giorni;
- 19) Fase di consolidazione fino a 180 giorni;
- 20) Fase di consolidazione fino a 360 giorni;
- 21) Fase di consolidazione fino a 840 giorni;
- 22) Fase di consolidazione fino a 100 anni;

6.4. RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

6.4.1. Sezione 1

Per quanto riguarda la Sezione 1 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

A 180gg, quindi a consolidazione avvenuta, si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.66 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.52 m.

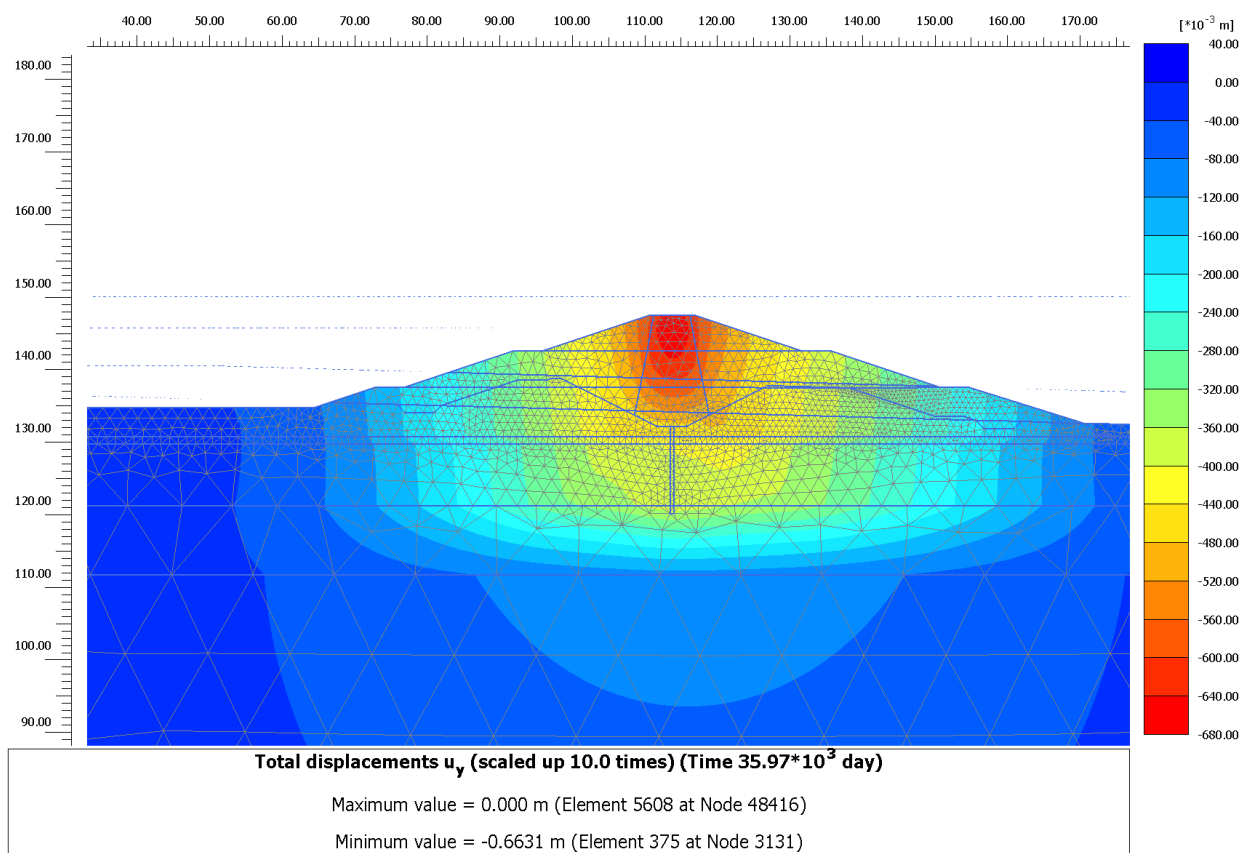


Figura 305 – Cedimenti 180 giorni

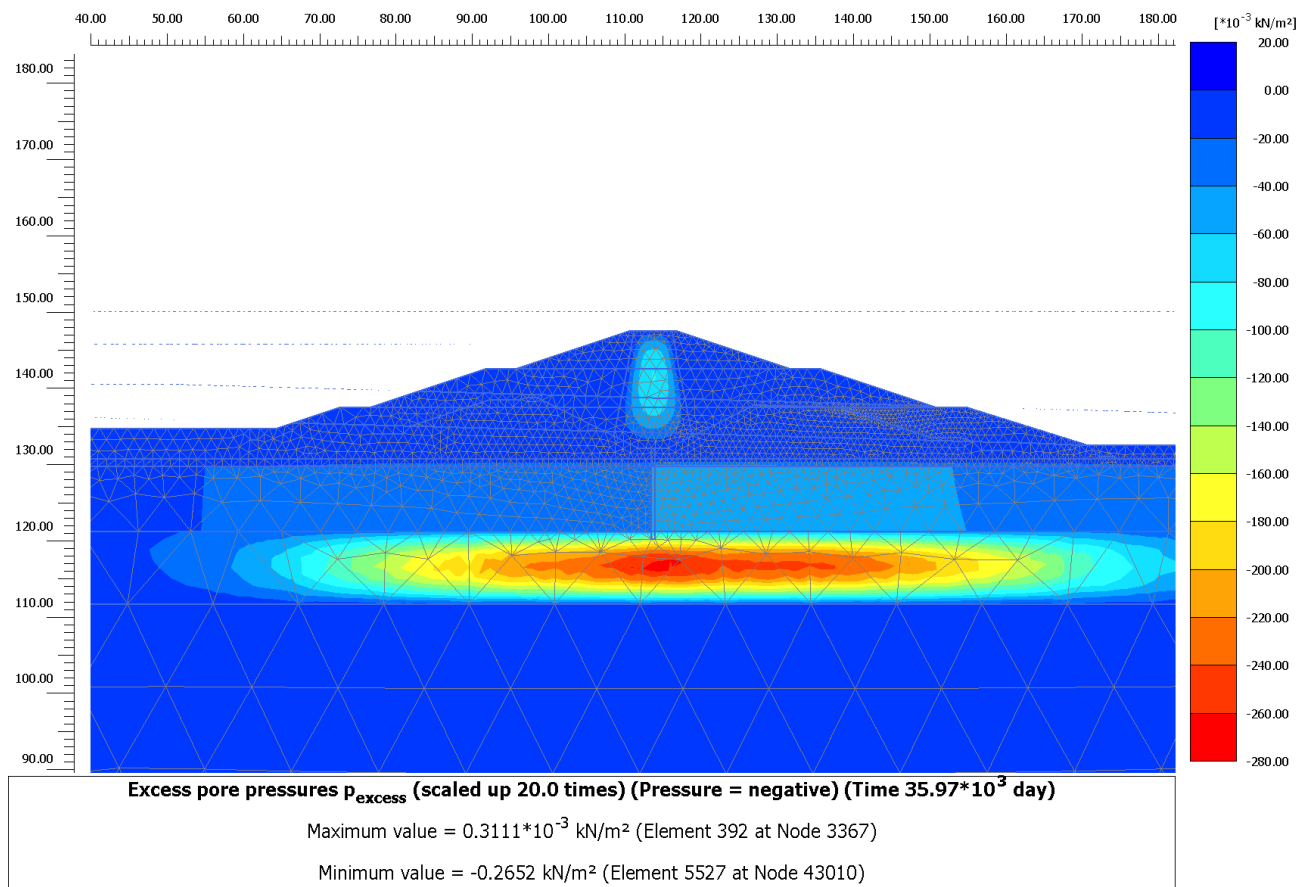


Figura 306 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 480 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 7 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.7030 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.55 m.

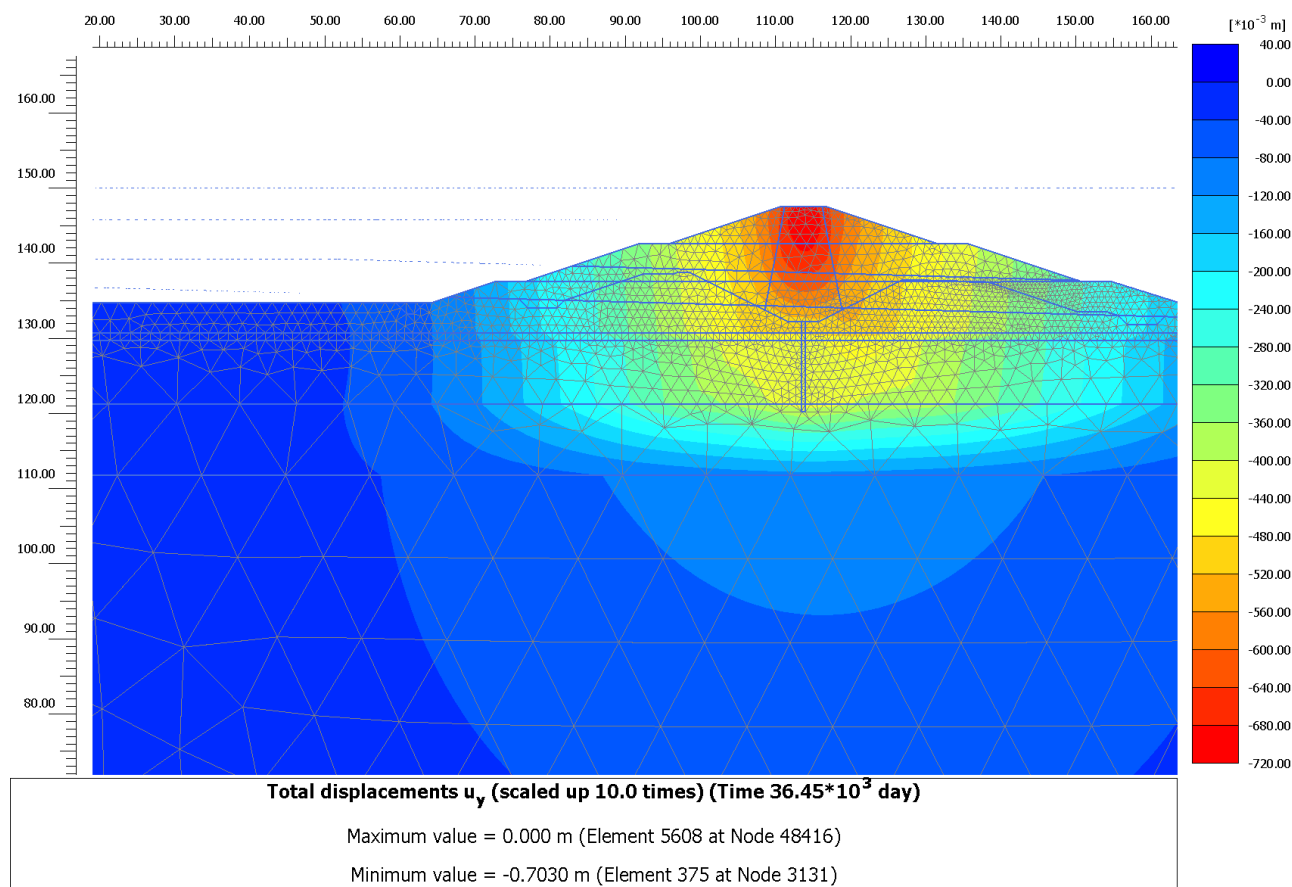


Figura 307 – Cedimenti 480 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180gg e a 480gg) in testa al rilevato di circa 0.8274 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.68 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (480 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni. Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.1274 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.13 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

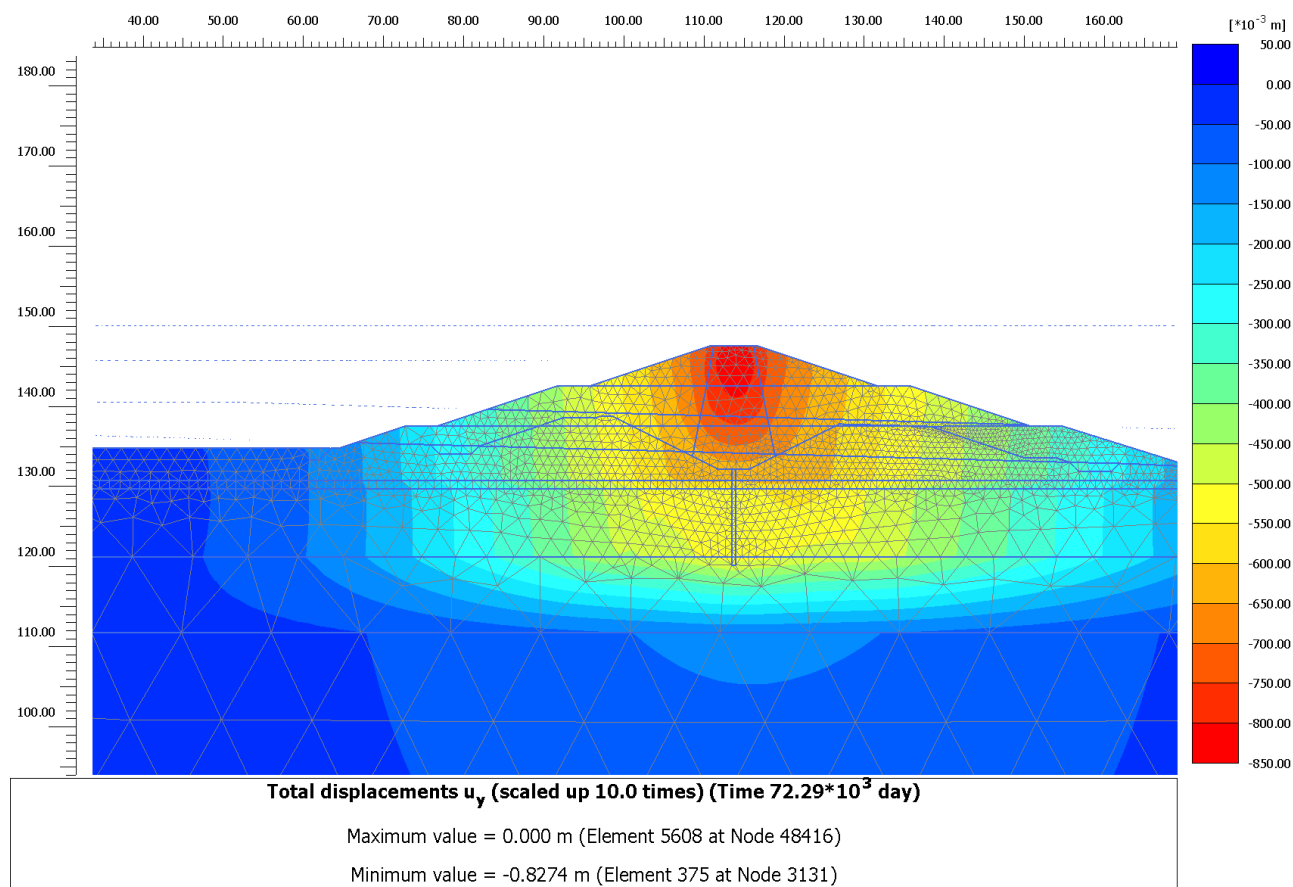


Figura 308 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

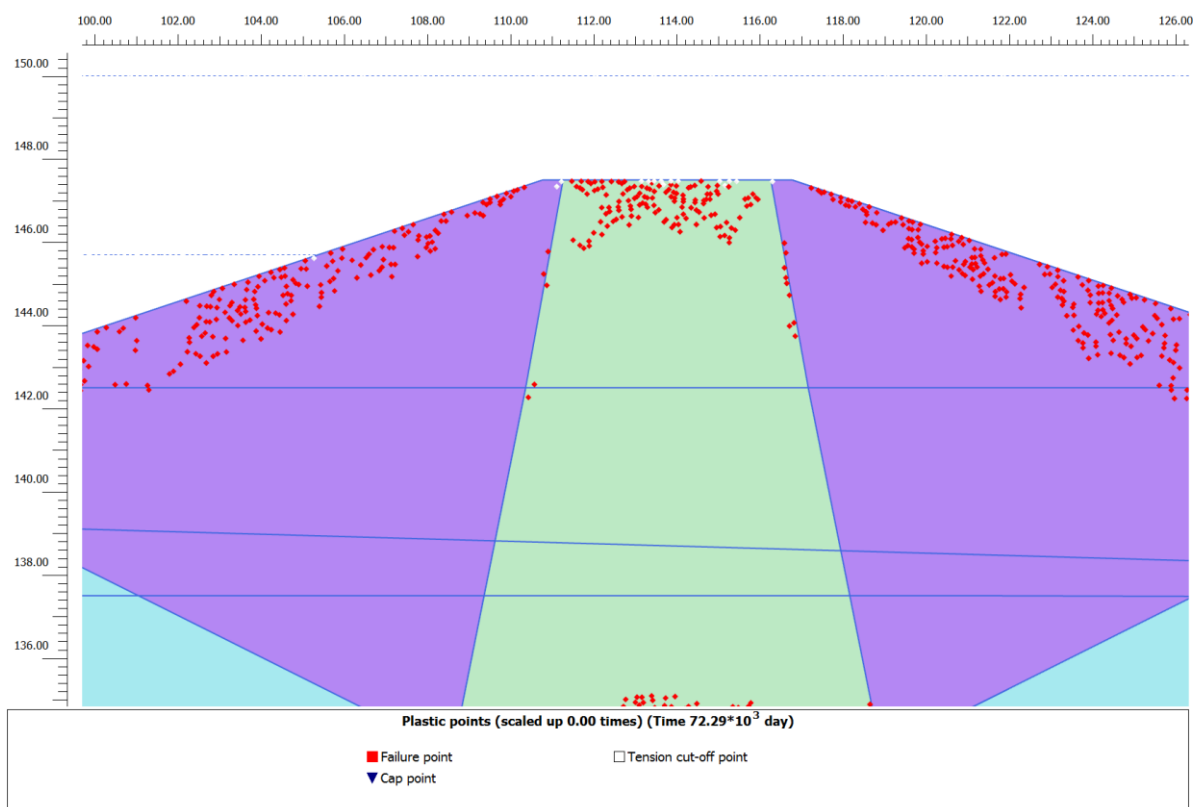


Figura 309 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.2. Sezione 2

Per quanto riguarda la Sezione 2 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 1.27 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.91 m.

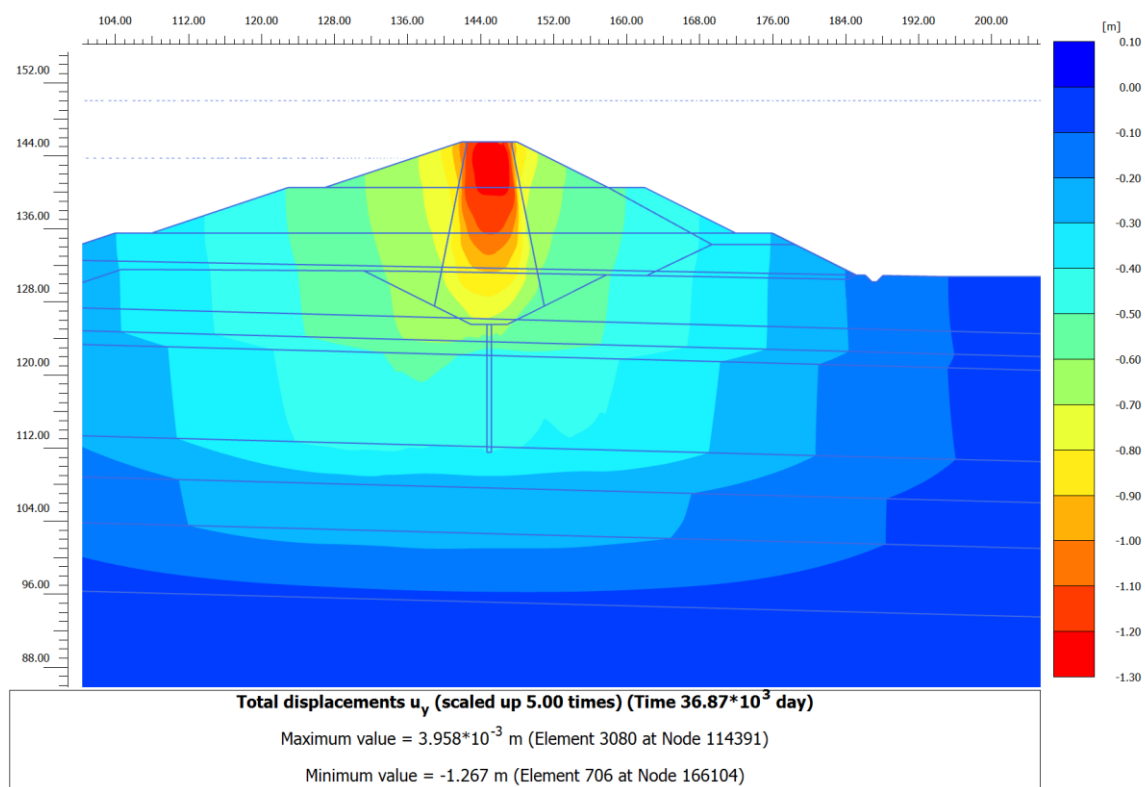


Figura 310 – Cedimenti 180 giorni

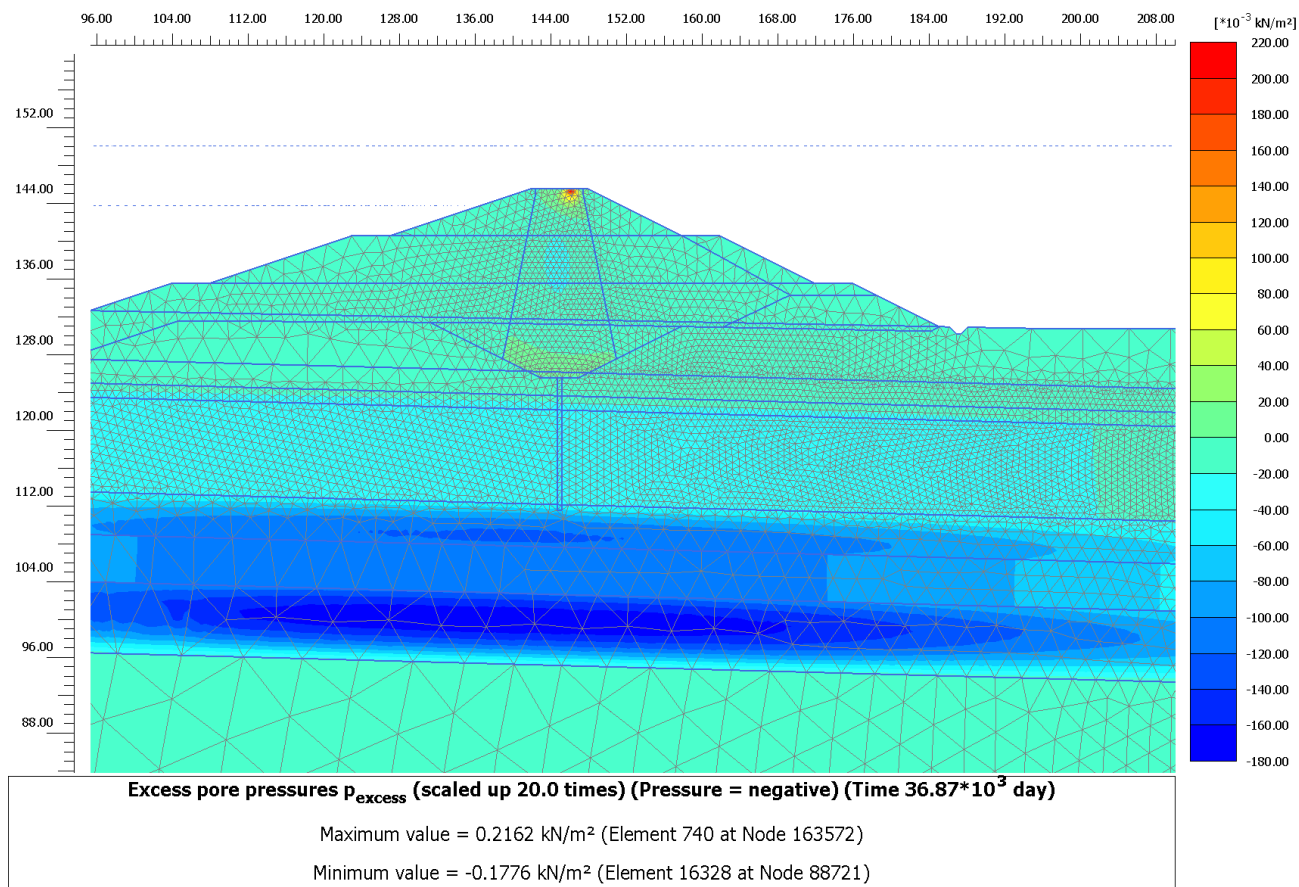


Figura 311 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 270 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 10 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 1.279 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.92 m.

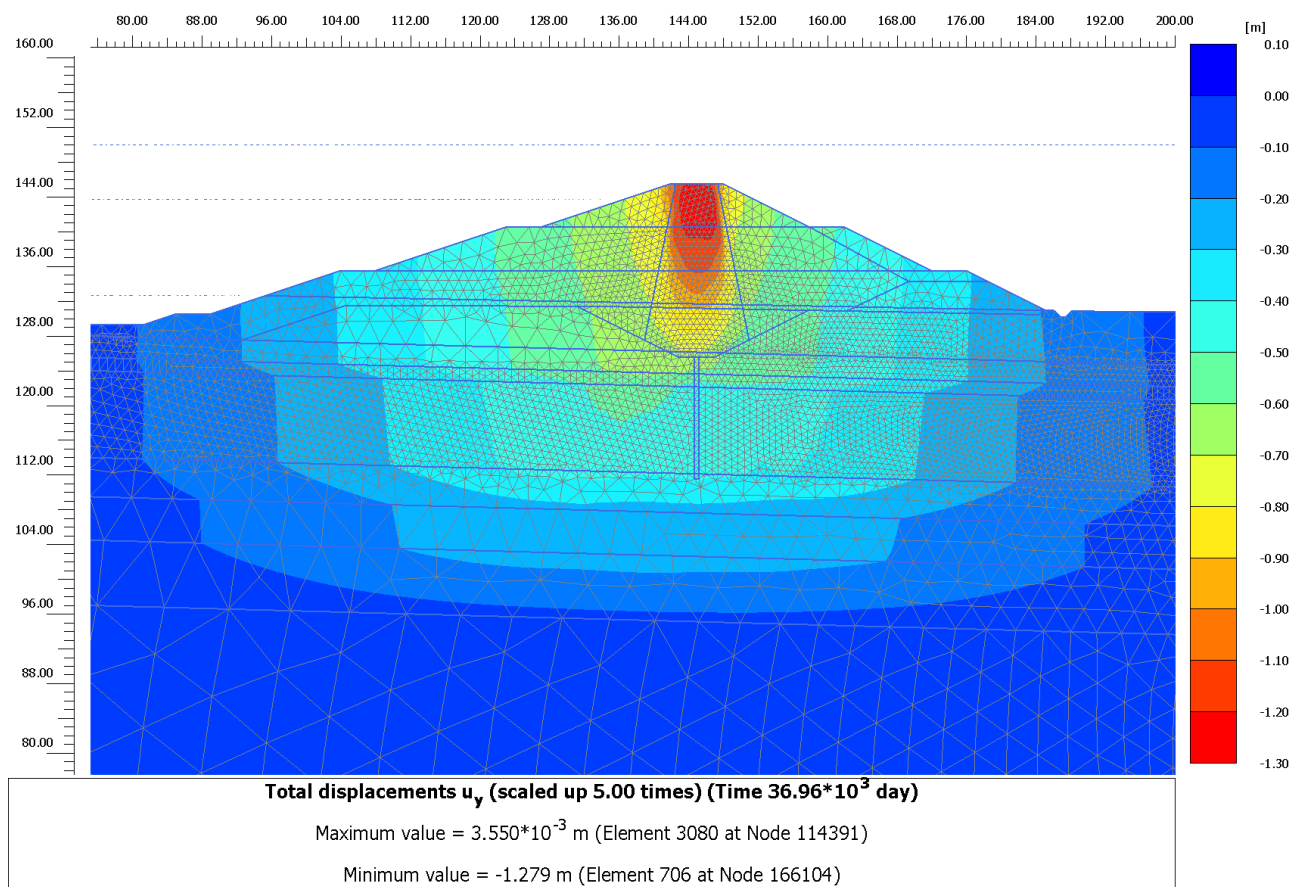


Figura 312 – Cedimento a 270 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180gg e a 270 gg) in testa al rilevato di circa 1.42 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 1.05 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (270 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.14 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.13 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

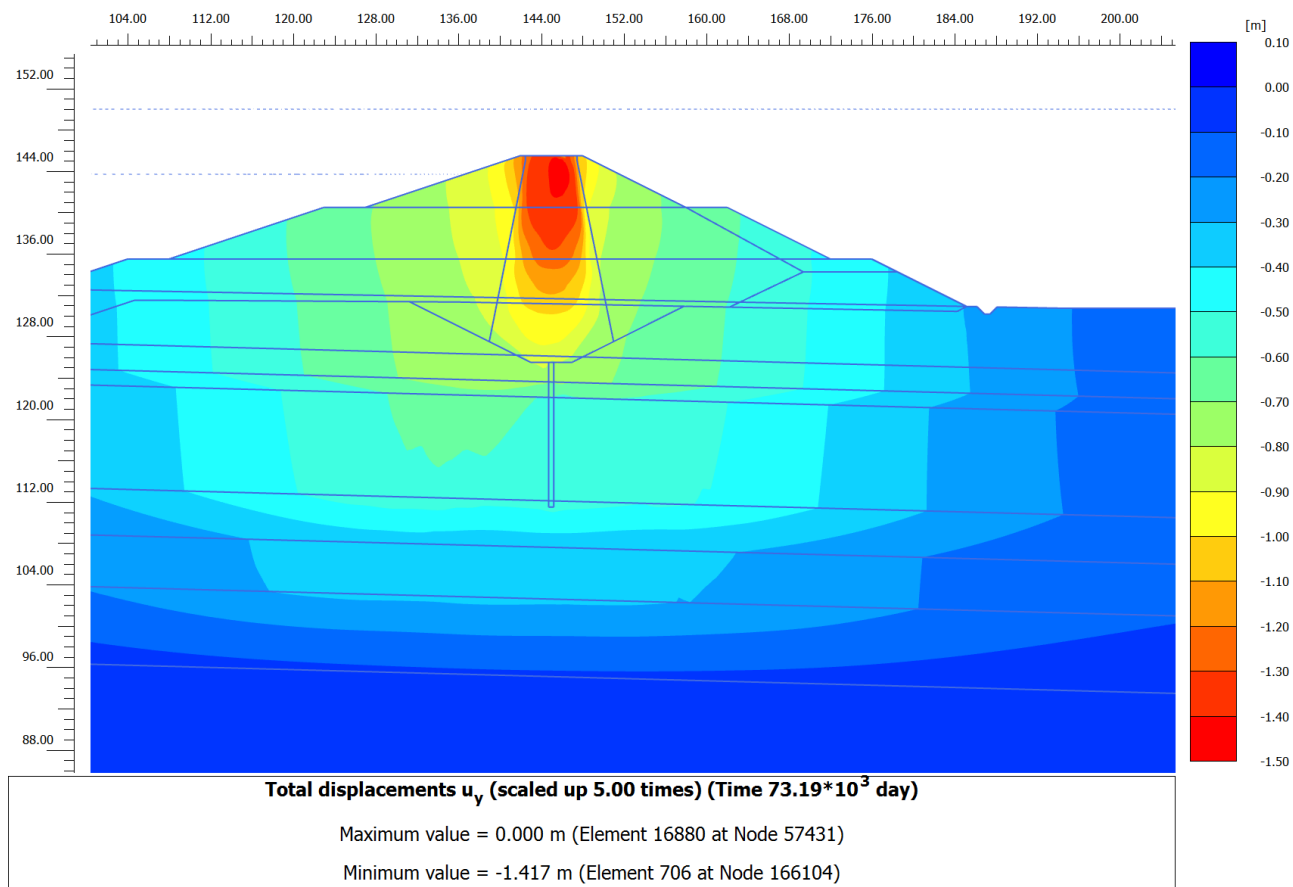


Figura 313 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

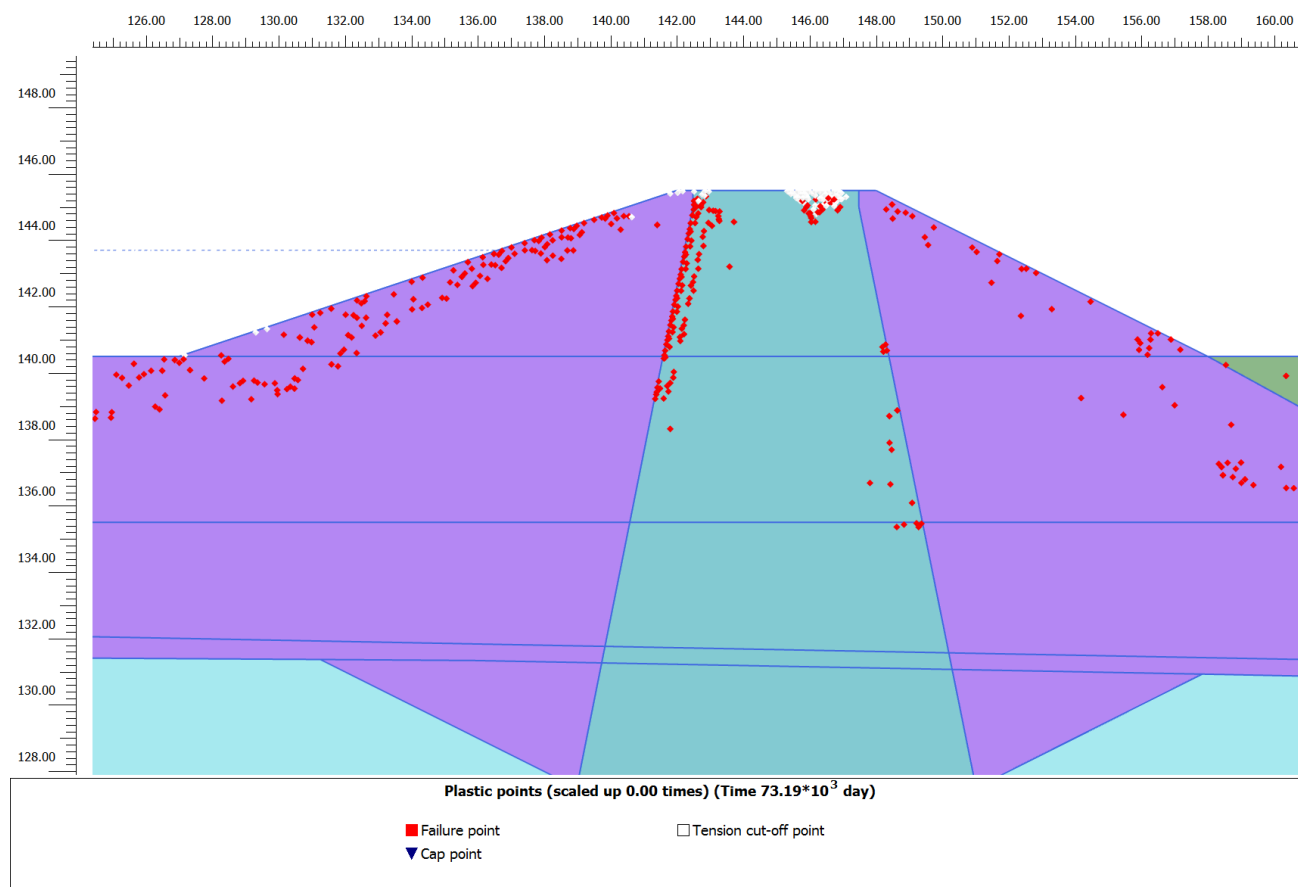


Figura 314 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.3. Sezione 3

Per quanto riguarda la Sezione 3 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 90 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.53 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.46 m.

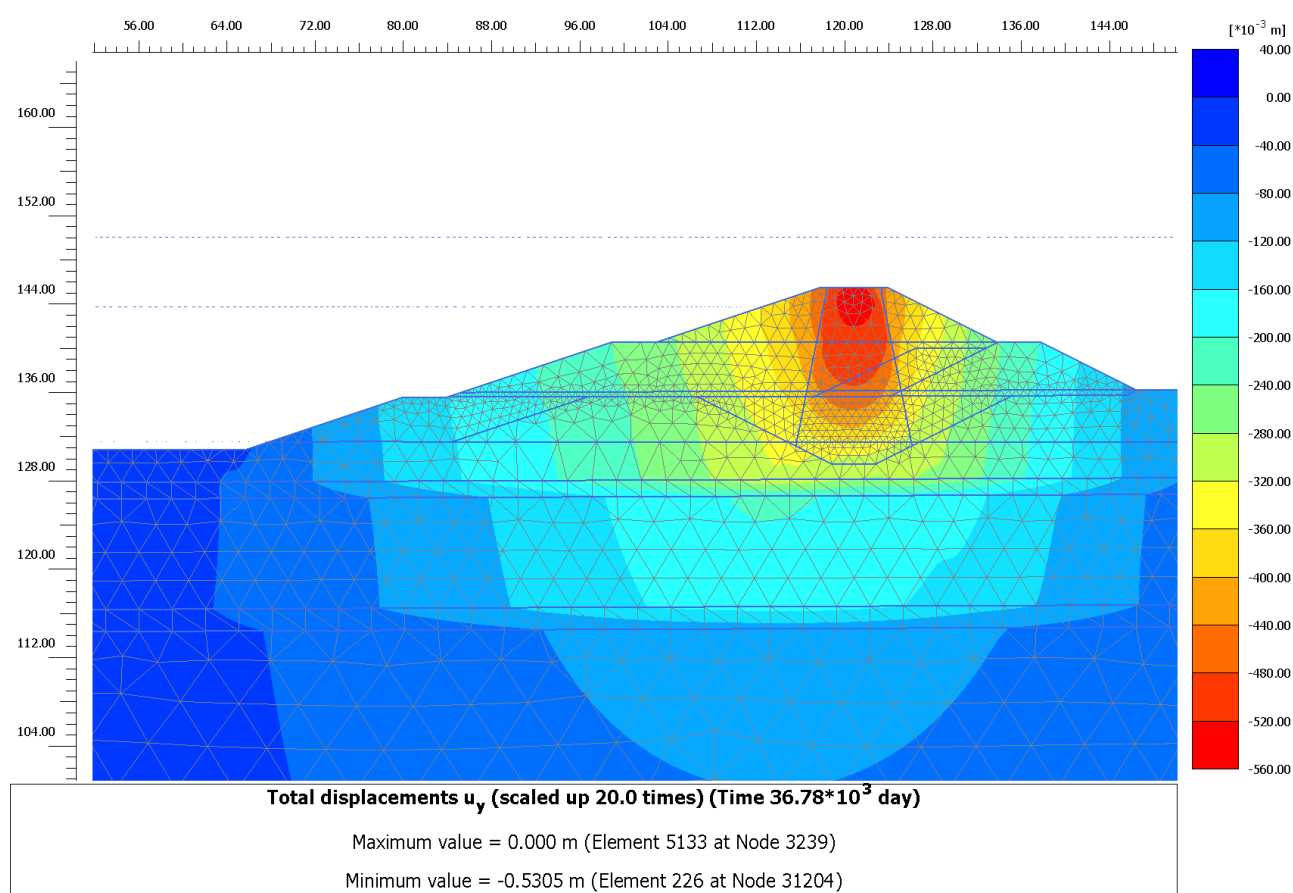


Figura 315 – Cedimenti 90 giorni

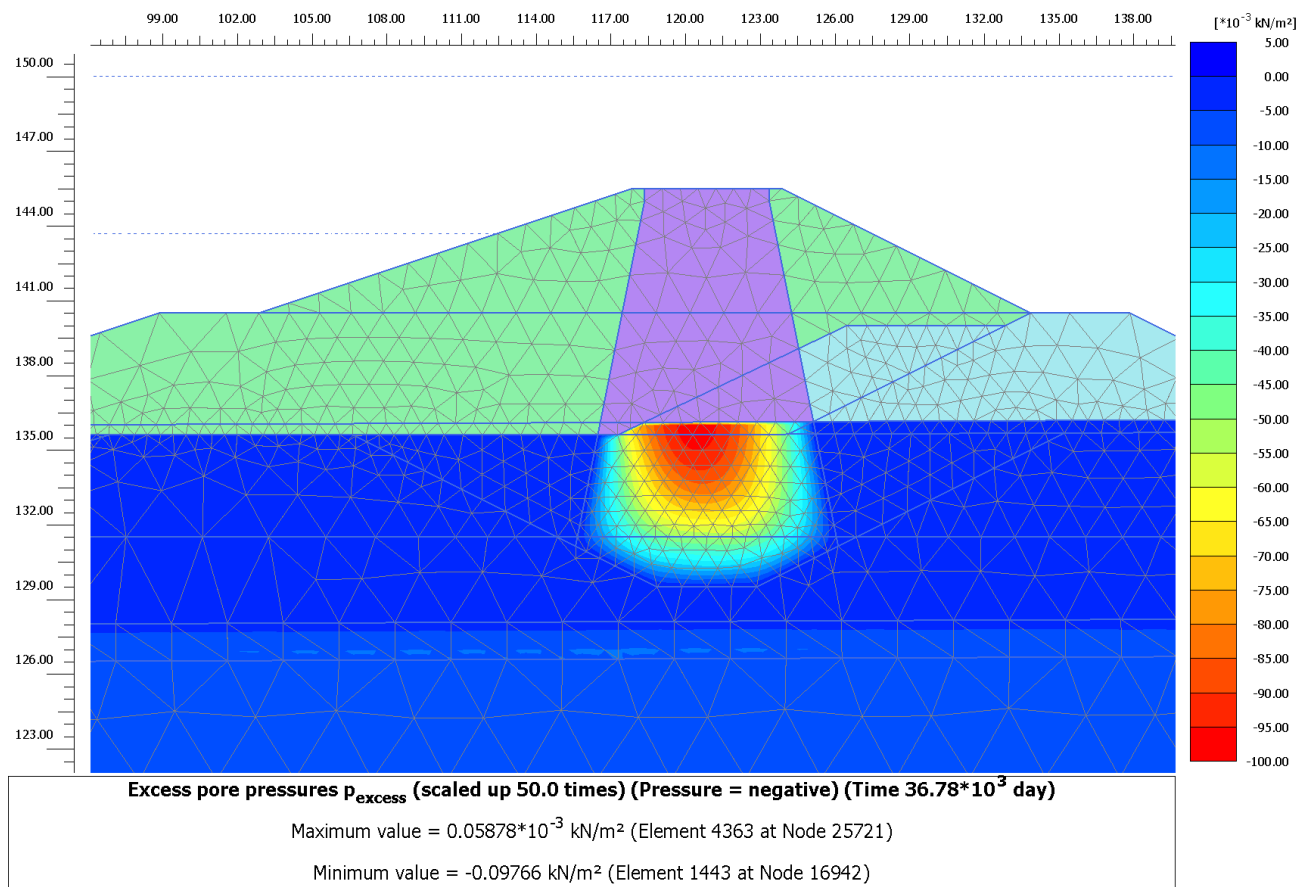


Figura 316 – Sovrapressioni trascurabili a 90 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 600 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 6 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.5396 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.47m.

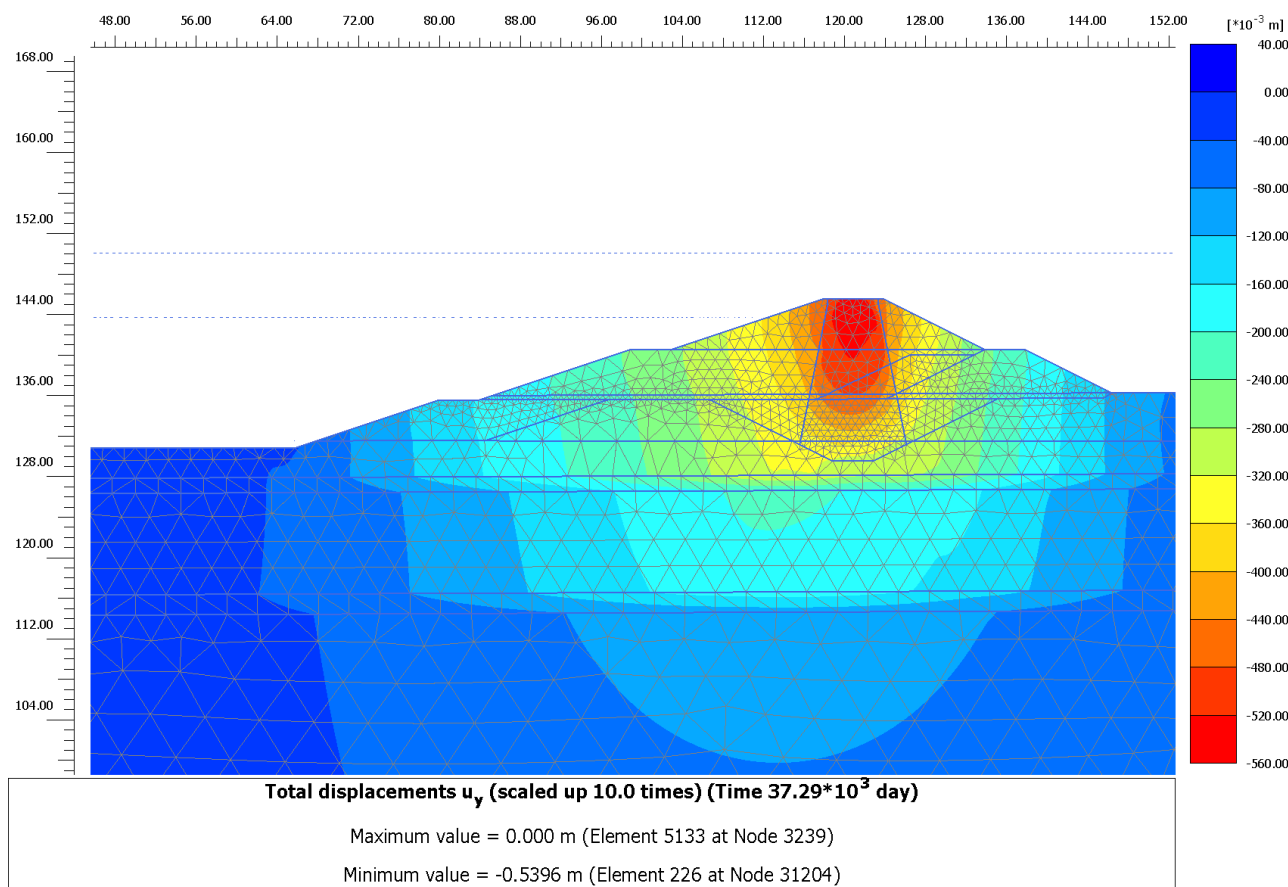


Figura 317 – Cedimenti a 600 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180gg e a 600 gg) in testa al rilevato di circa 0.56 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.49 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (600 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa e in corrispondenza del piano di fondazione del rilevato stesso pari a circa 0.02 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

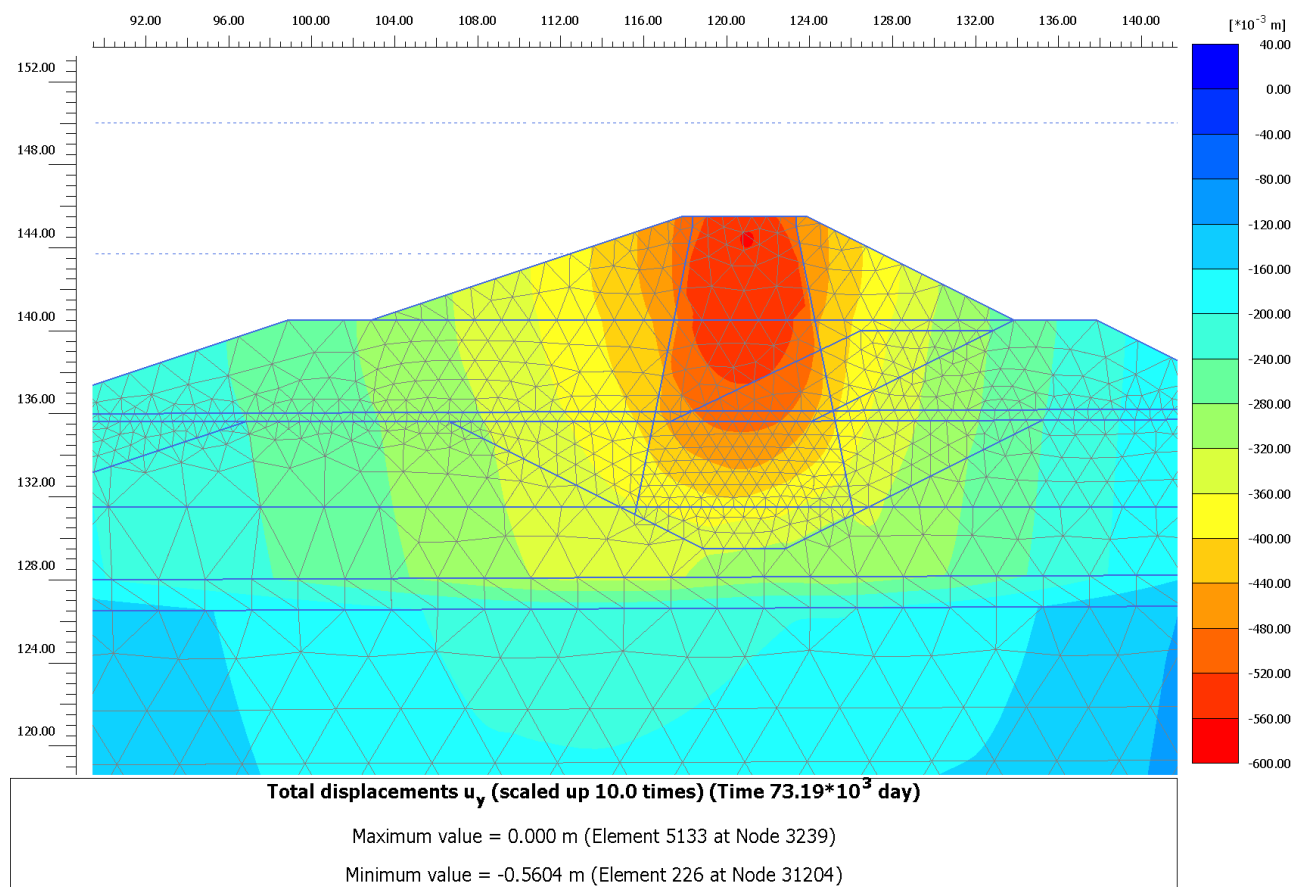


Figura 318 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

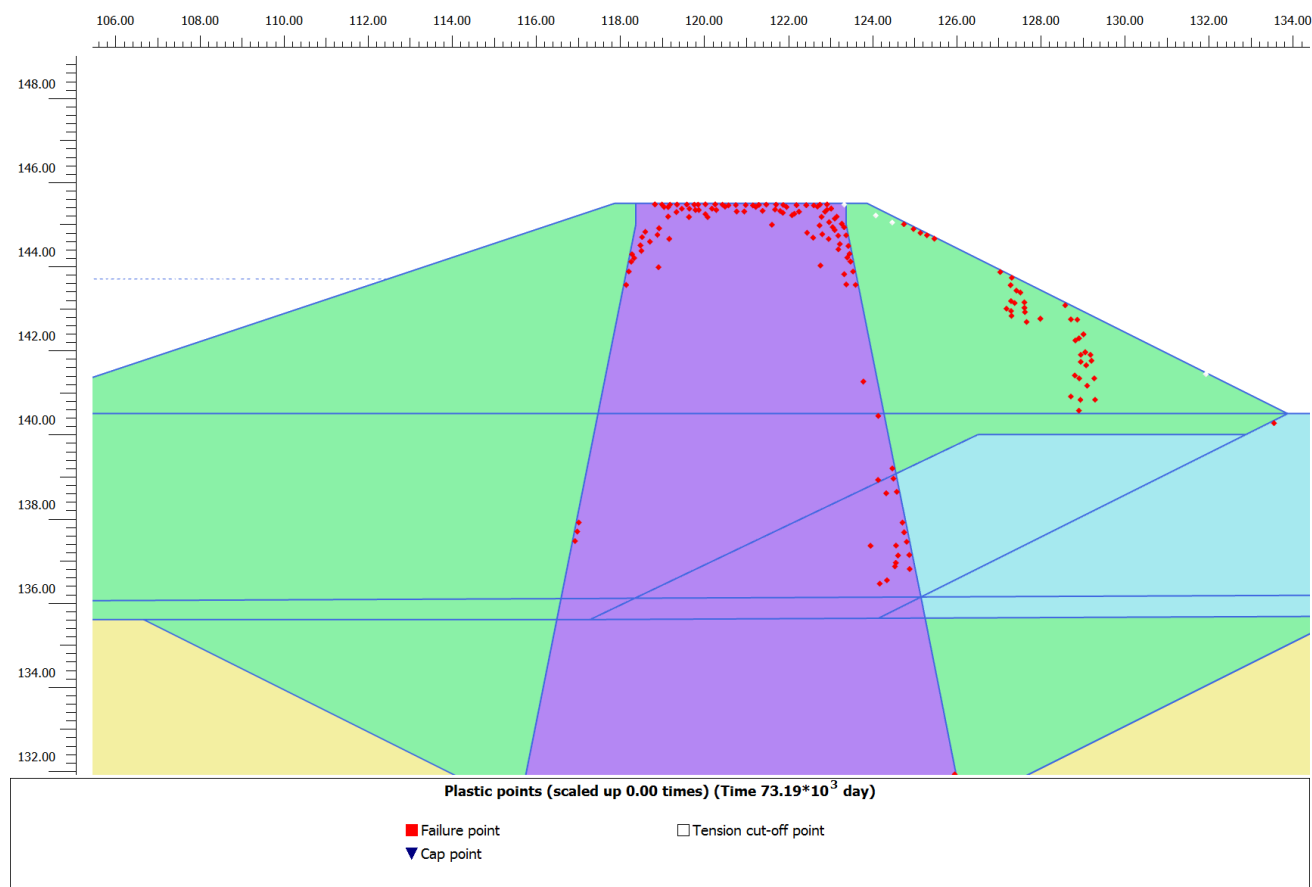


Figura 319 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.4. Sezione 4

Per quanto riguarda la Sezione 4 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 90 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.1453 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.11 m.

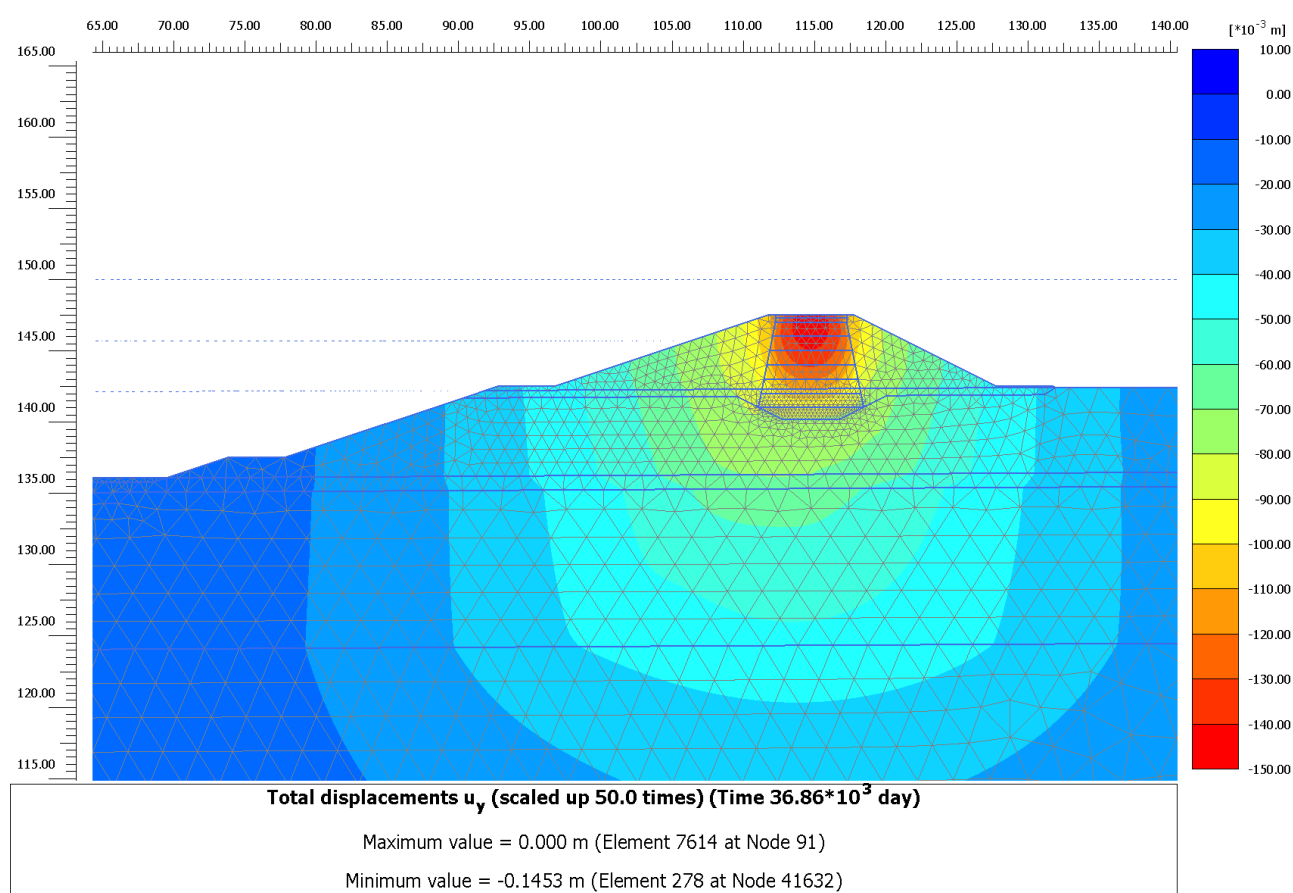


Figura 320 – Cedimenti 90 giorni

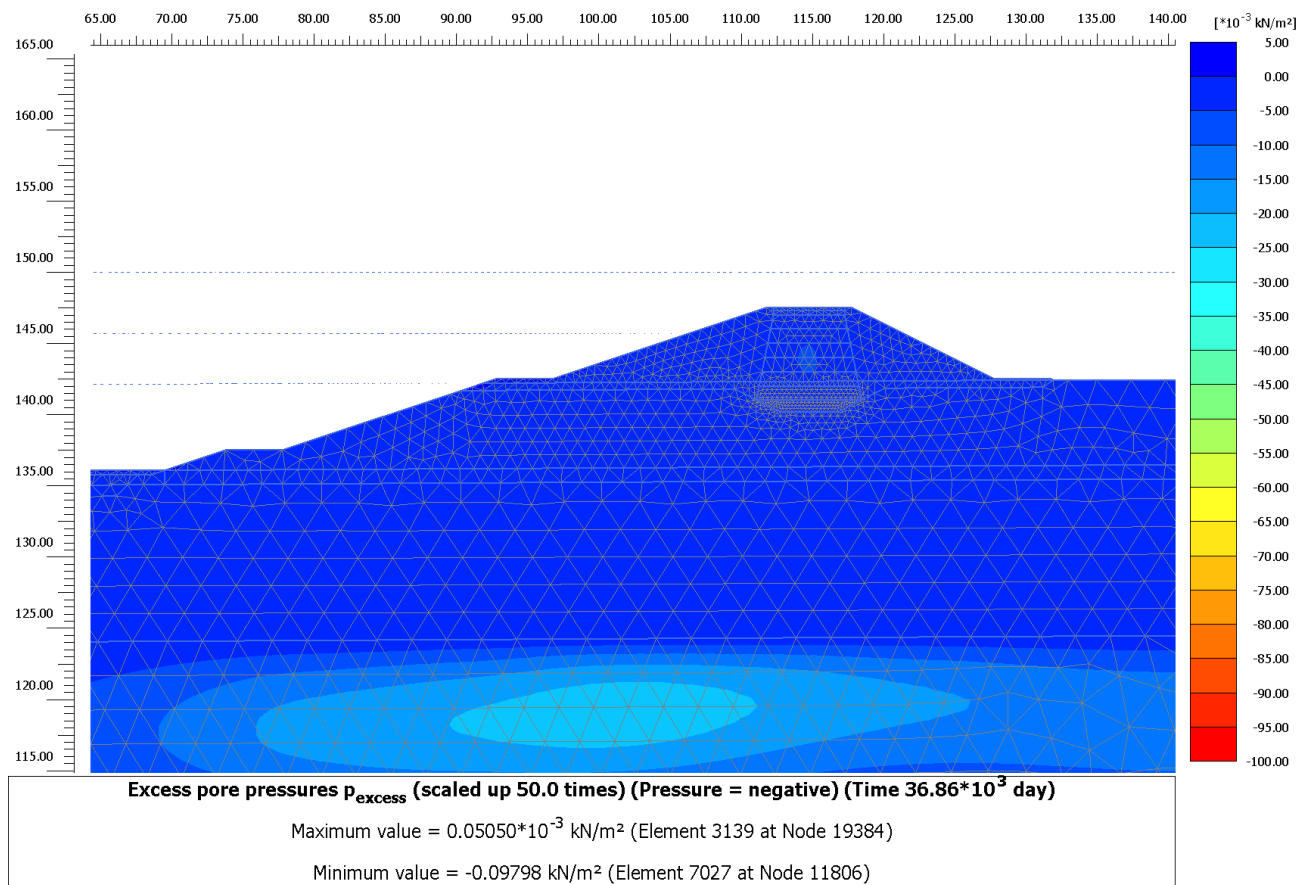


Figura 321 – Sovrapressione trascurabili a 90 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 600 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 6 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.1481 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.1150 m.

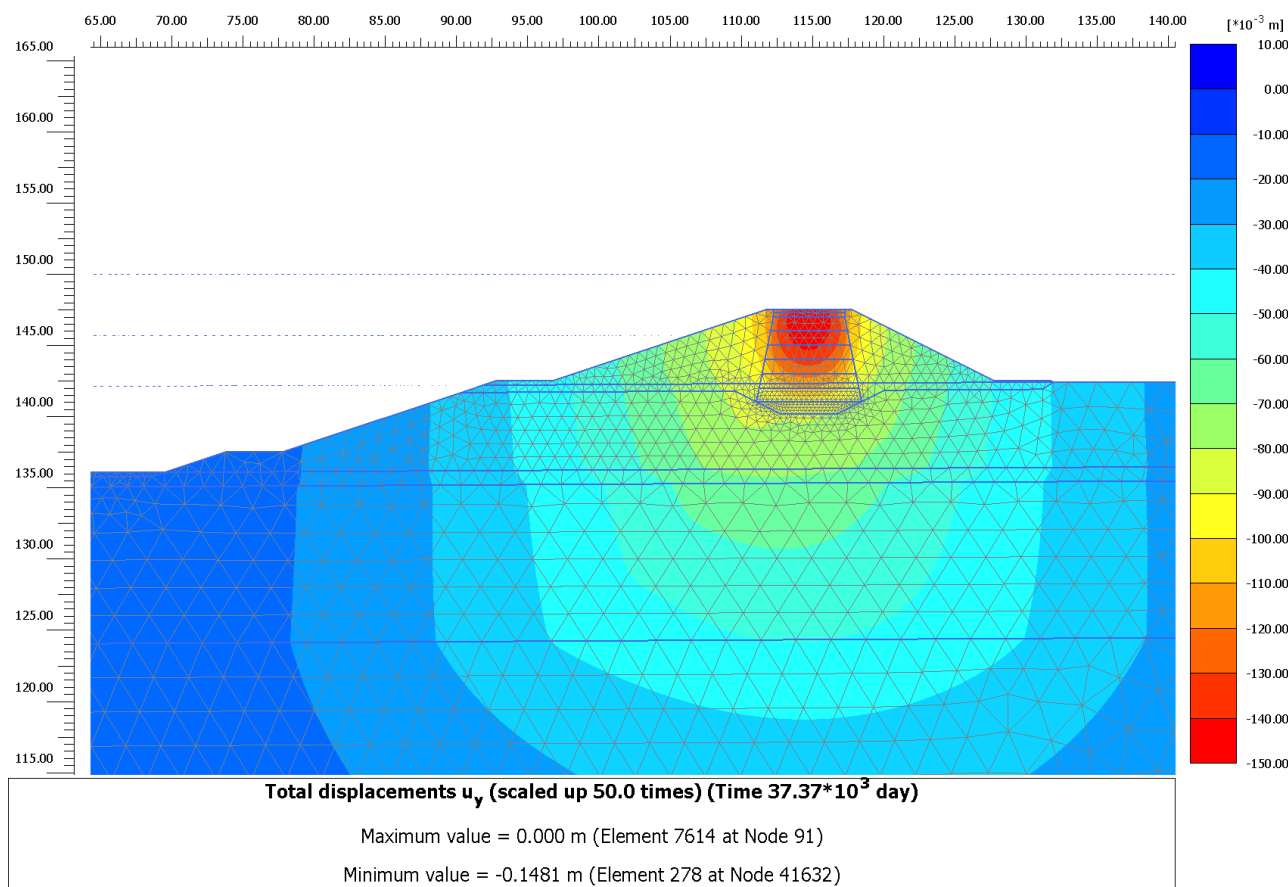


Figura 322 – Cedimenti a 600 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 90 gg e a 600 gg) in testa al rilevato di circa 0.2023 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.1650 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (600 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato e in corrispondenza del piano di fondazione pari a circa 0.054 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

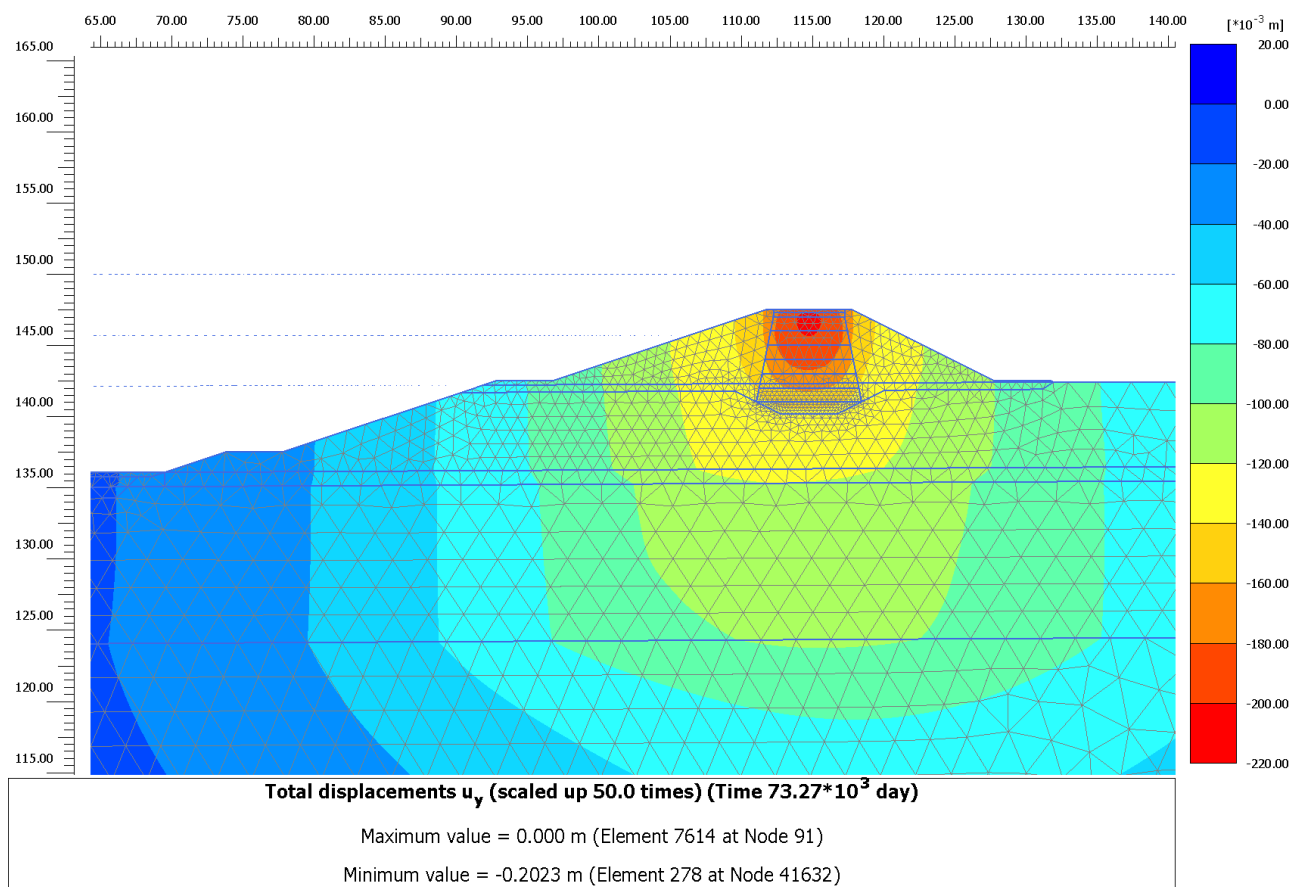


Figura 323 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

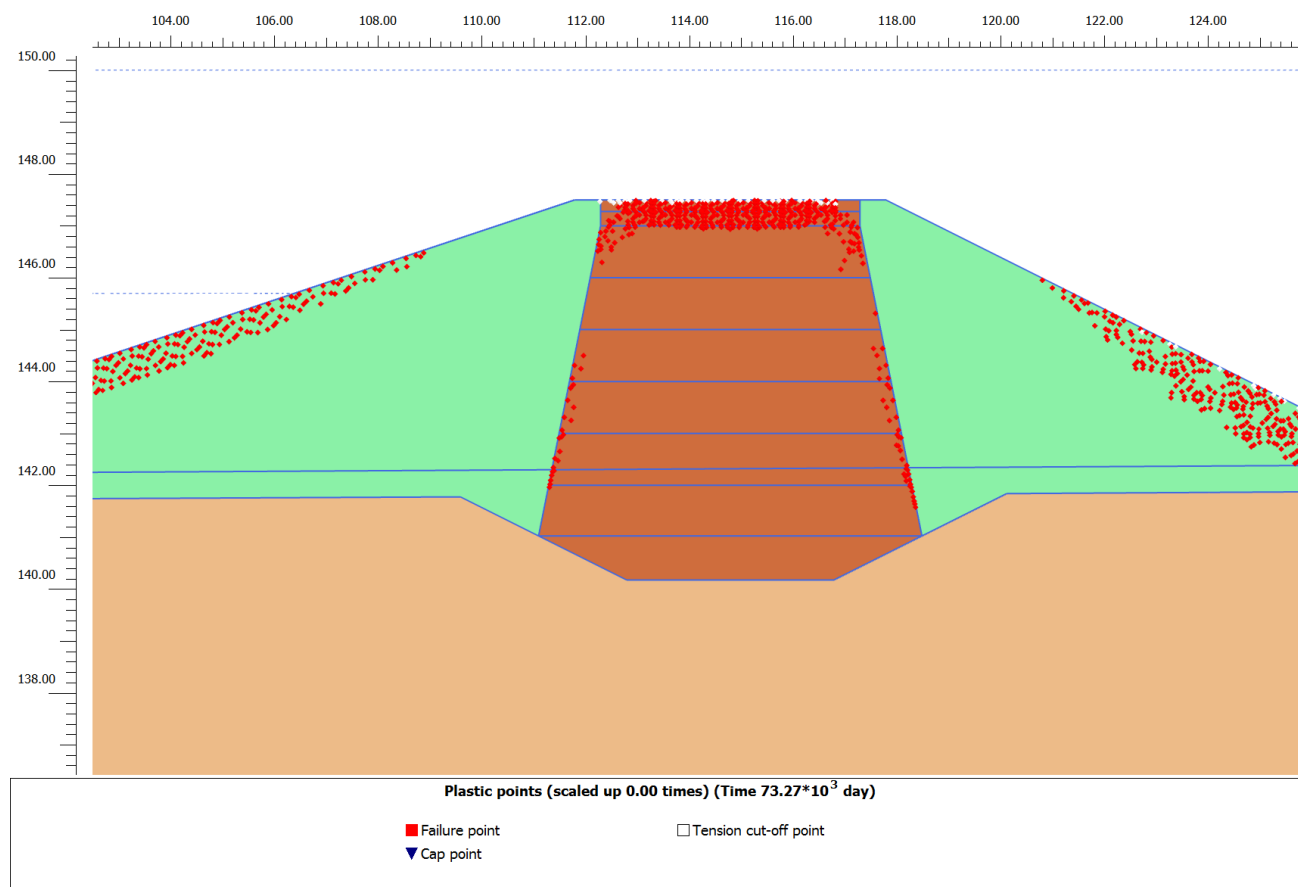


Figura 324 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.5. Sezione 5

Per quanto riguarda la Sezione 5 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.3069 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.28 m.

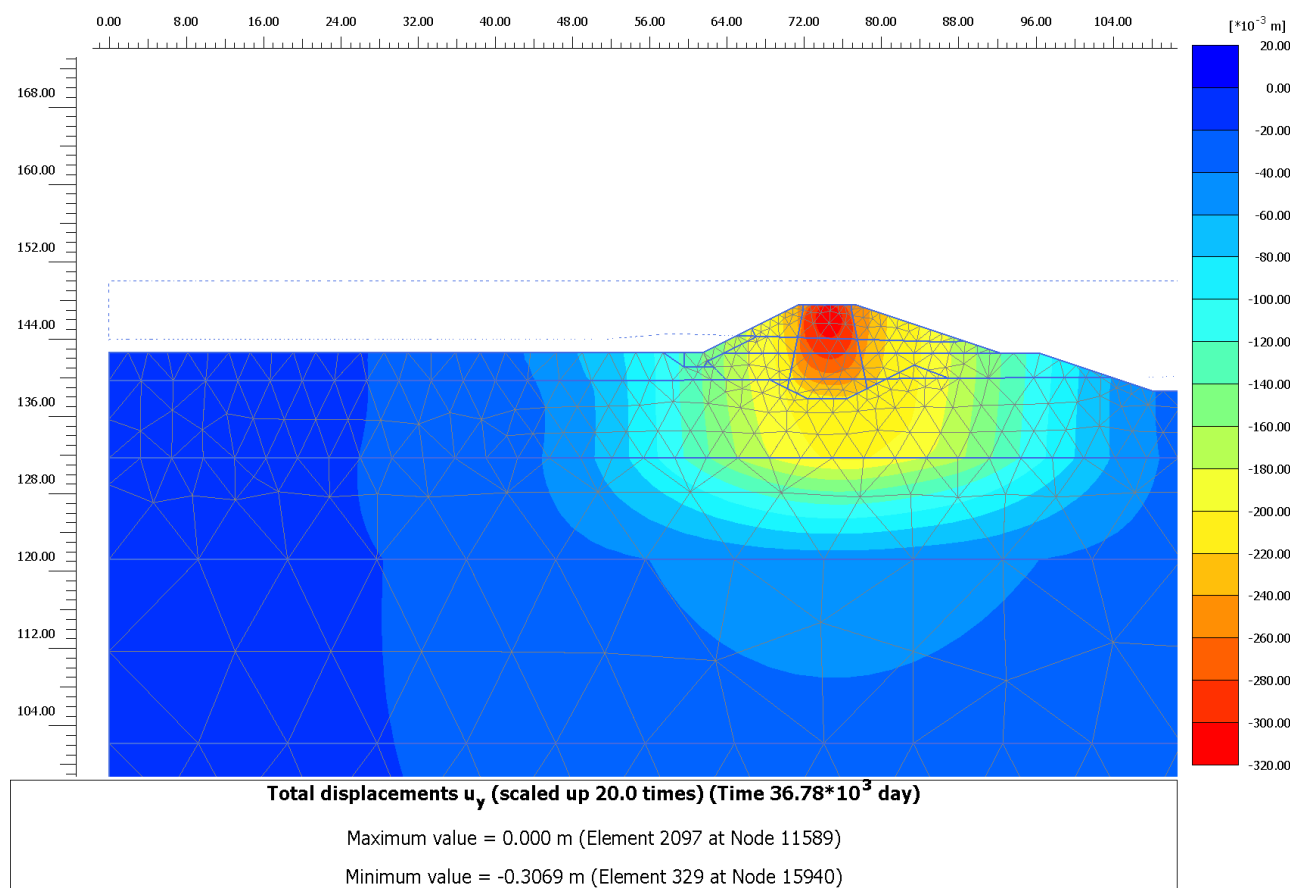


Figura 325 – Cedimenti 90 giorni

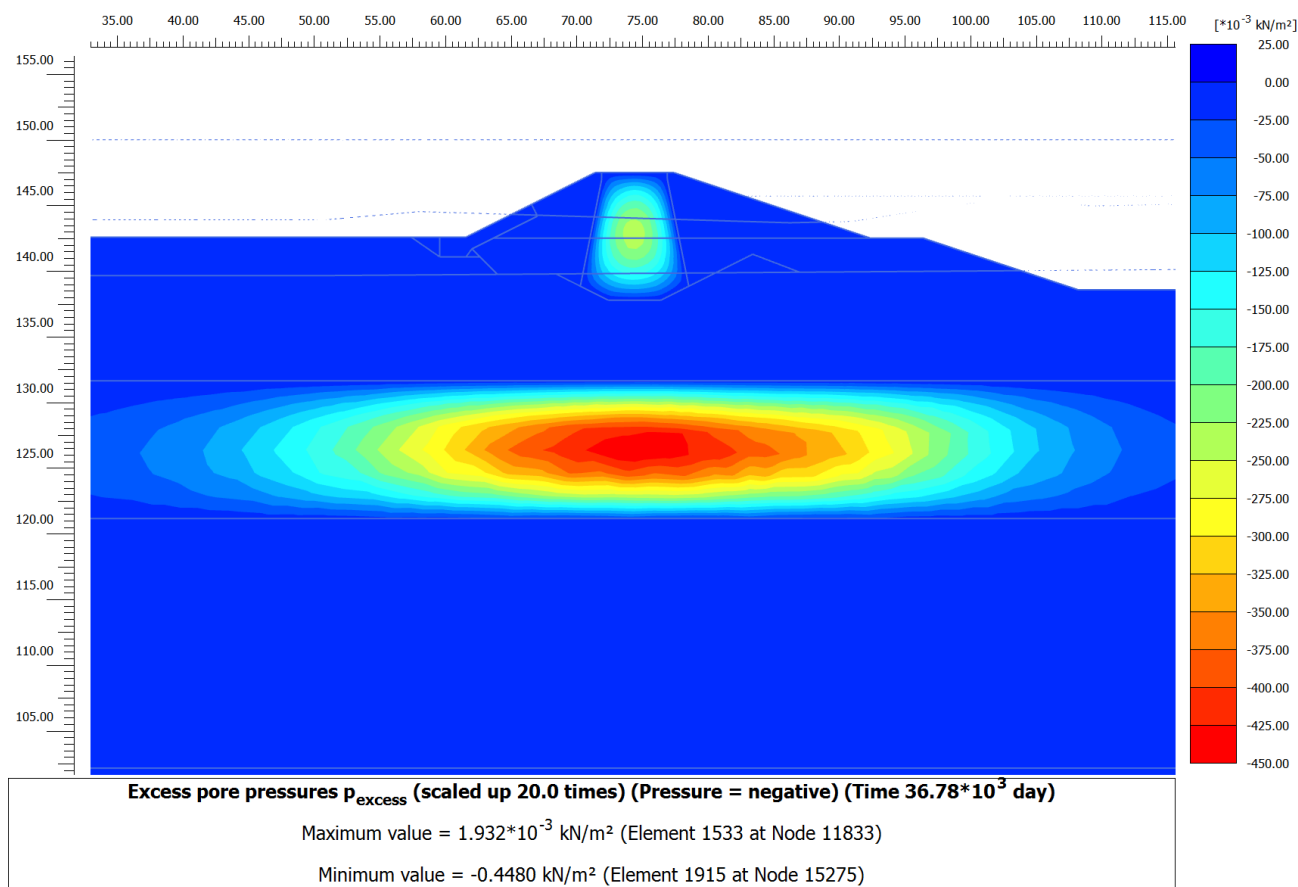


Figura 326 – Sovrapressioni trascurabili a 90 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 720 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 3 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.3655 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.34 m.

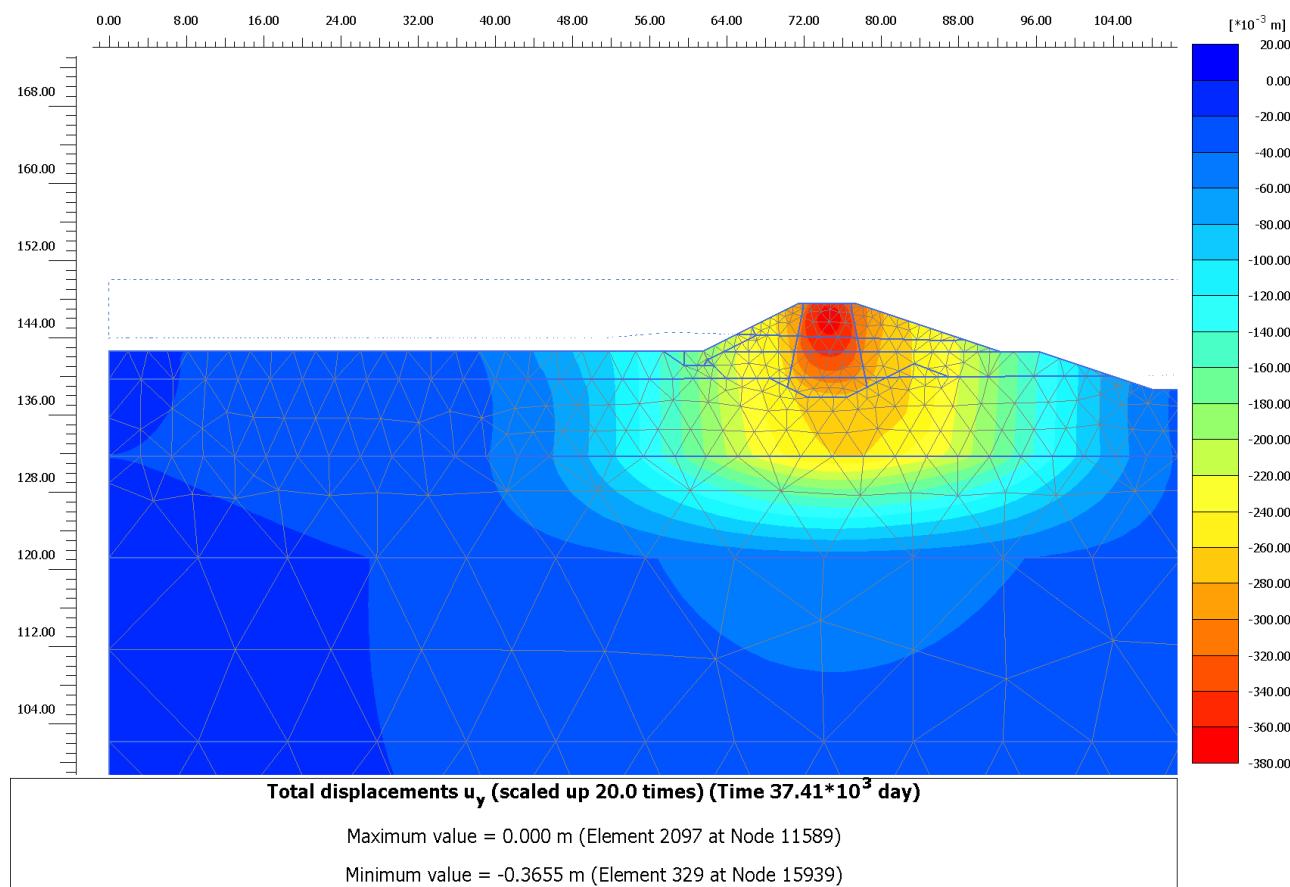


Figura 327 – Cedimento a 720 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 90 gg e a 720 gg) in testa al rilevato di circa 0.4344 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.41 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (720 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.07 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.07 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

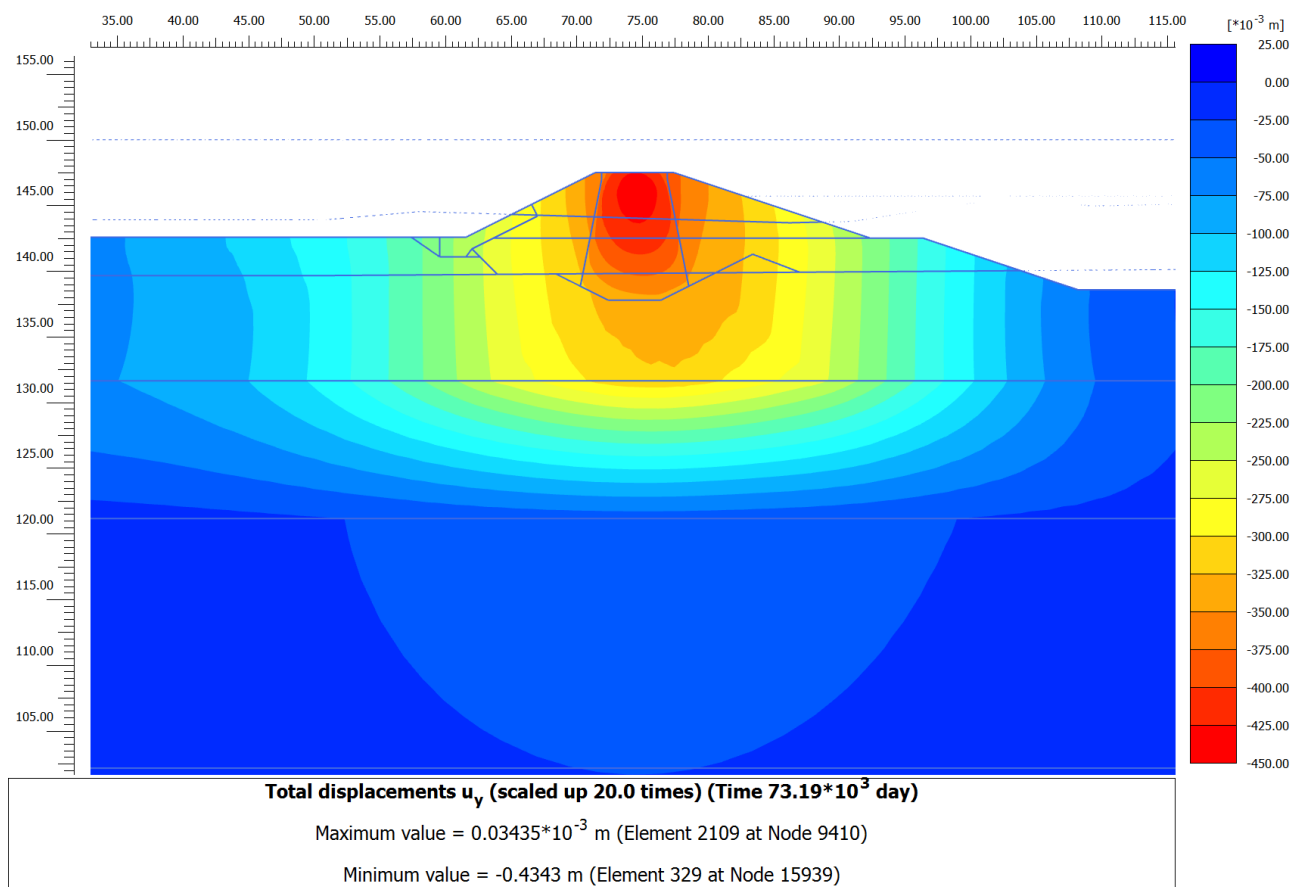


Figura 328 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

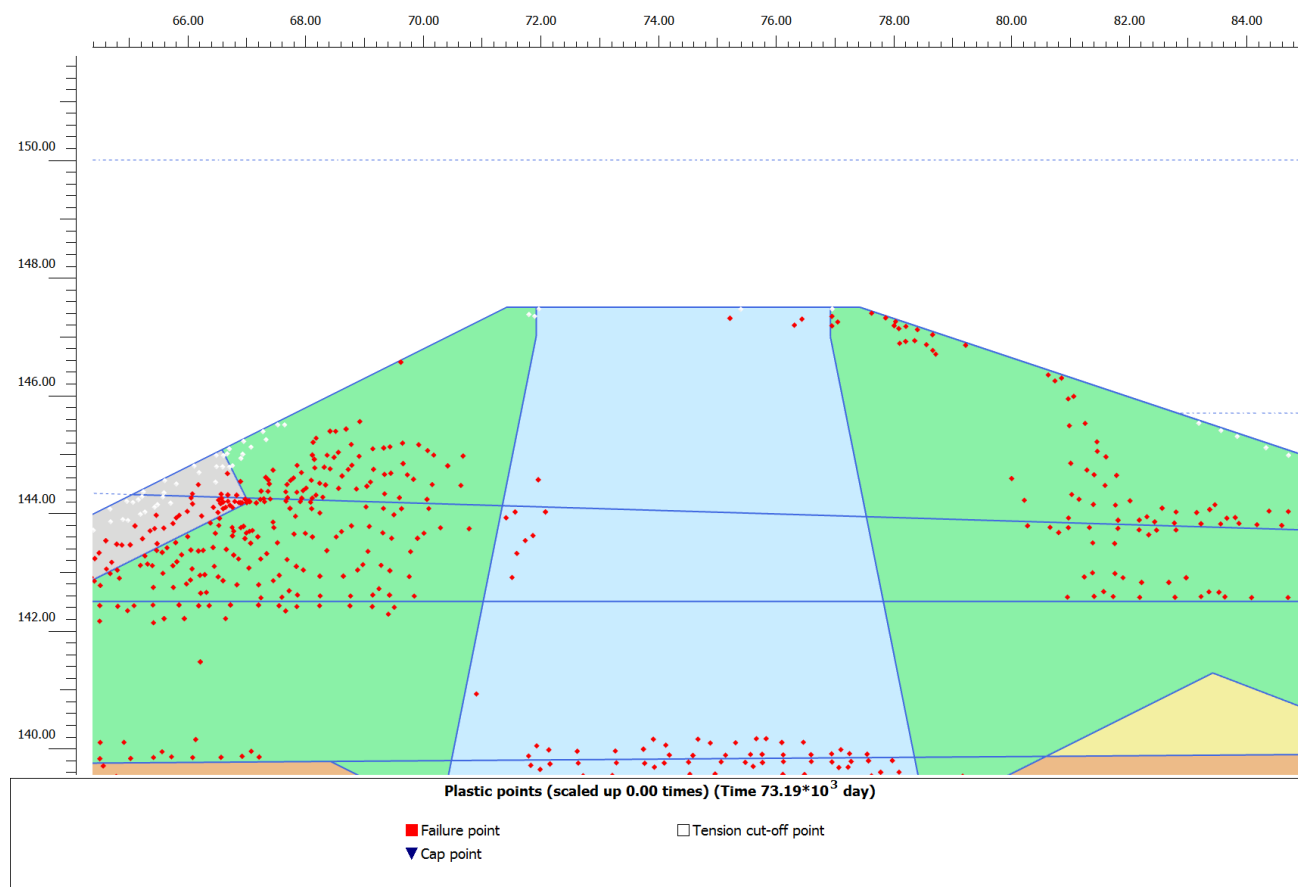


Figura 329 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.6. Sezione 6

Per quanto riguarda la Sezione 1 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 90 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.6473 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.63 m.

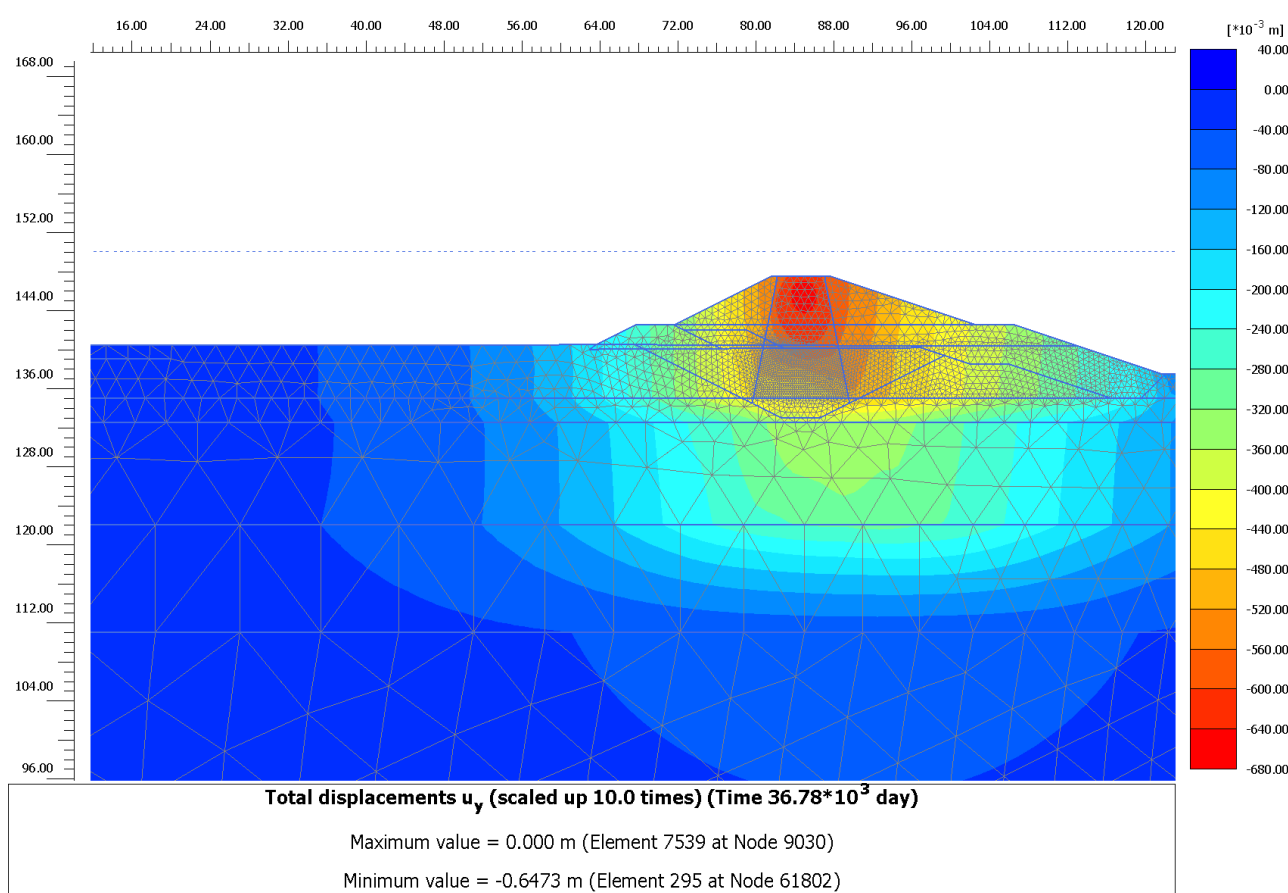


Figura 330 – Cedimenti 90 giorni

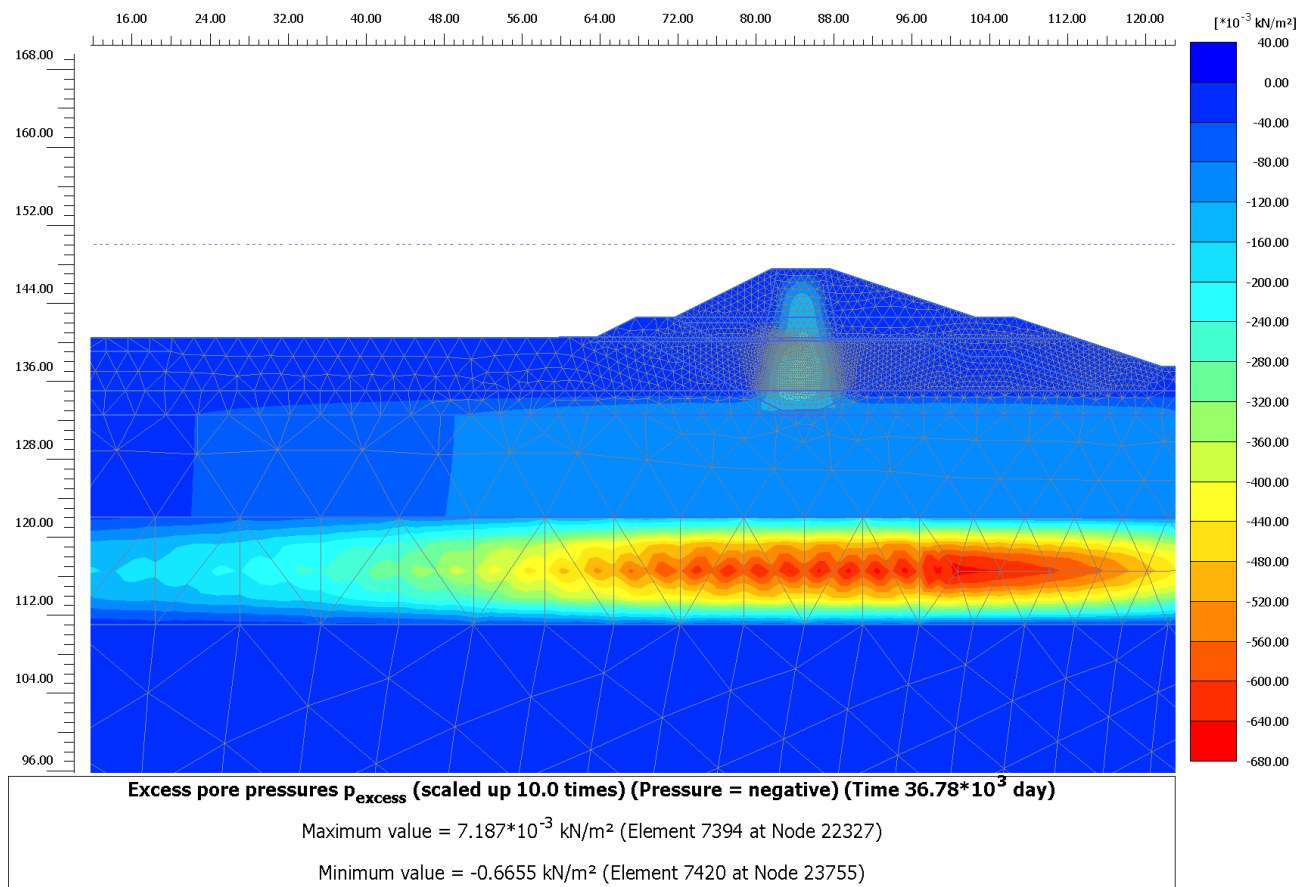


Figura 331 – Sovrapressione trascurabili a 90 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 720 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 3 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.7366 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.67 m.

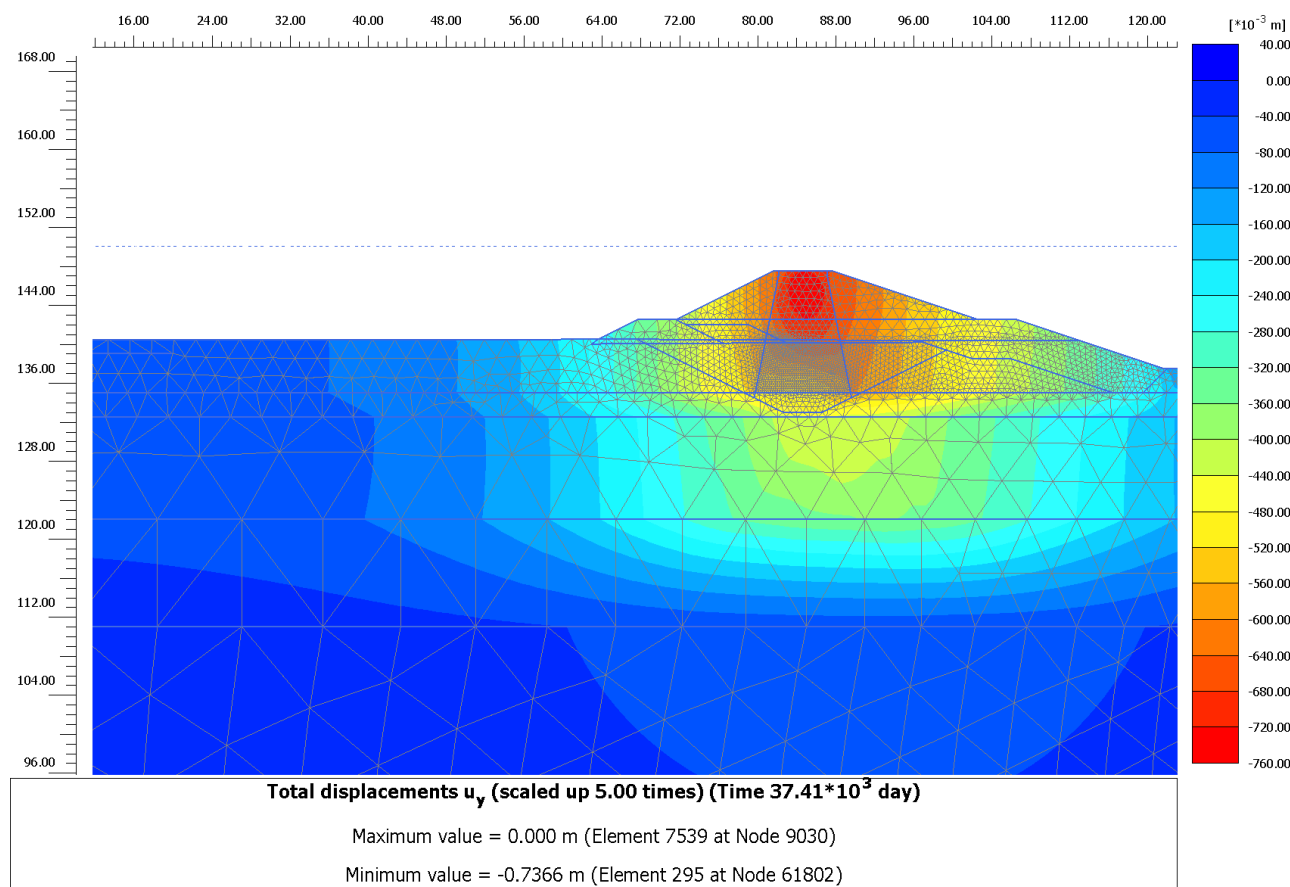


Figura 332 – Cedimenti 720 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 90 gg e a 720 gg) in testa al rilevato di circa 0.89 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.82 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (720 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.15 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.15 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

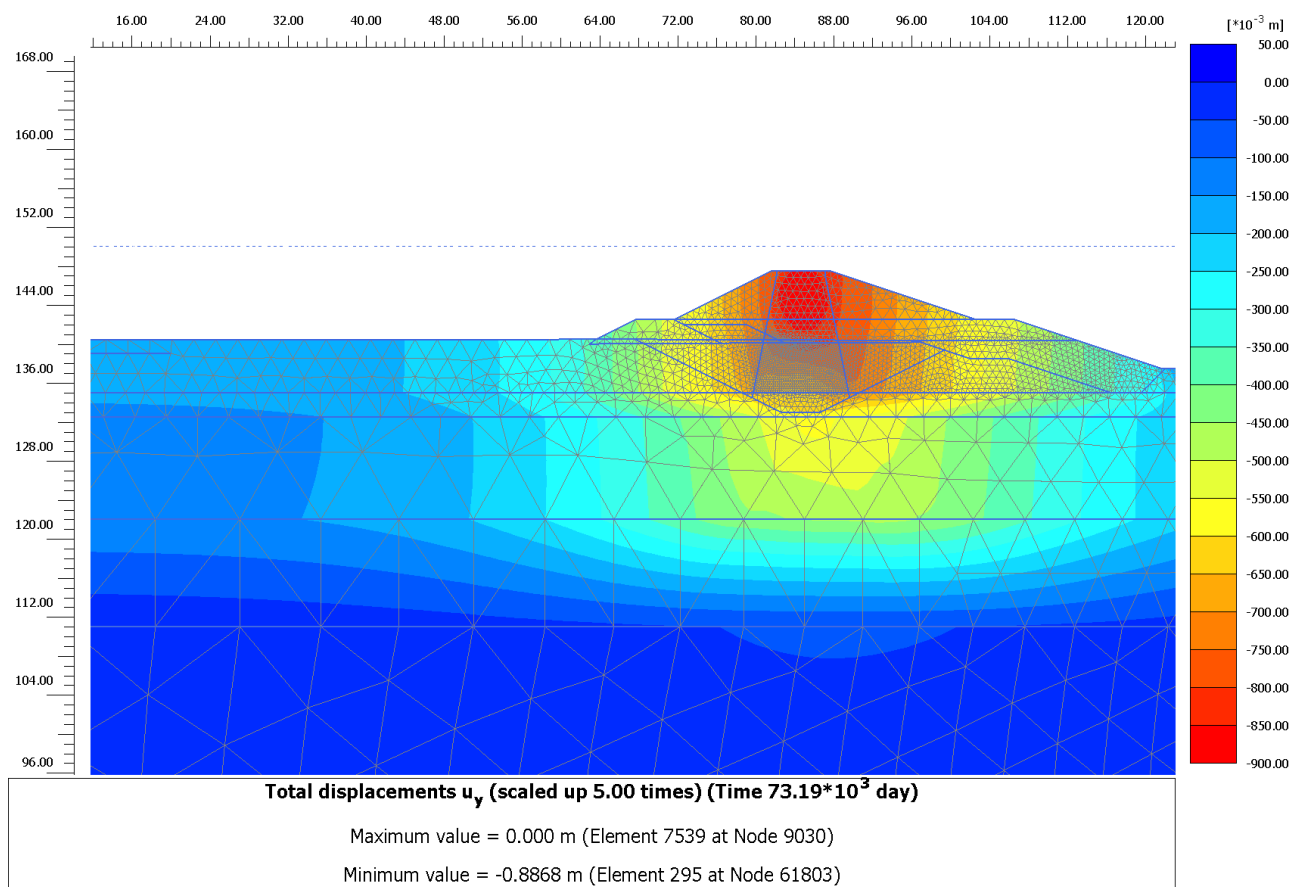


Figura 333 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

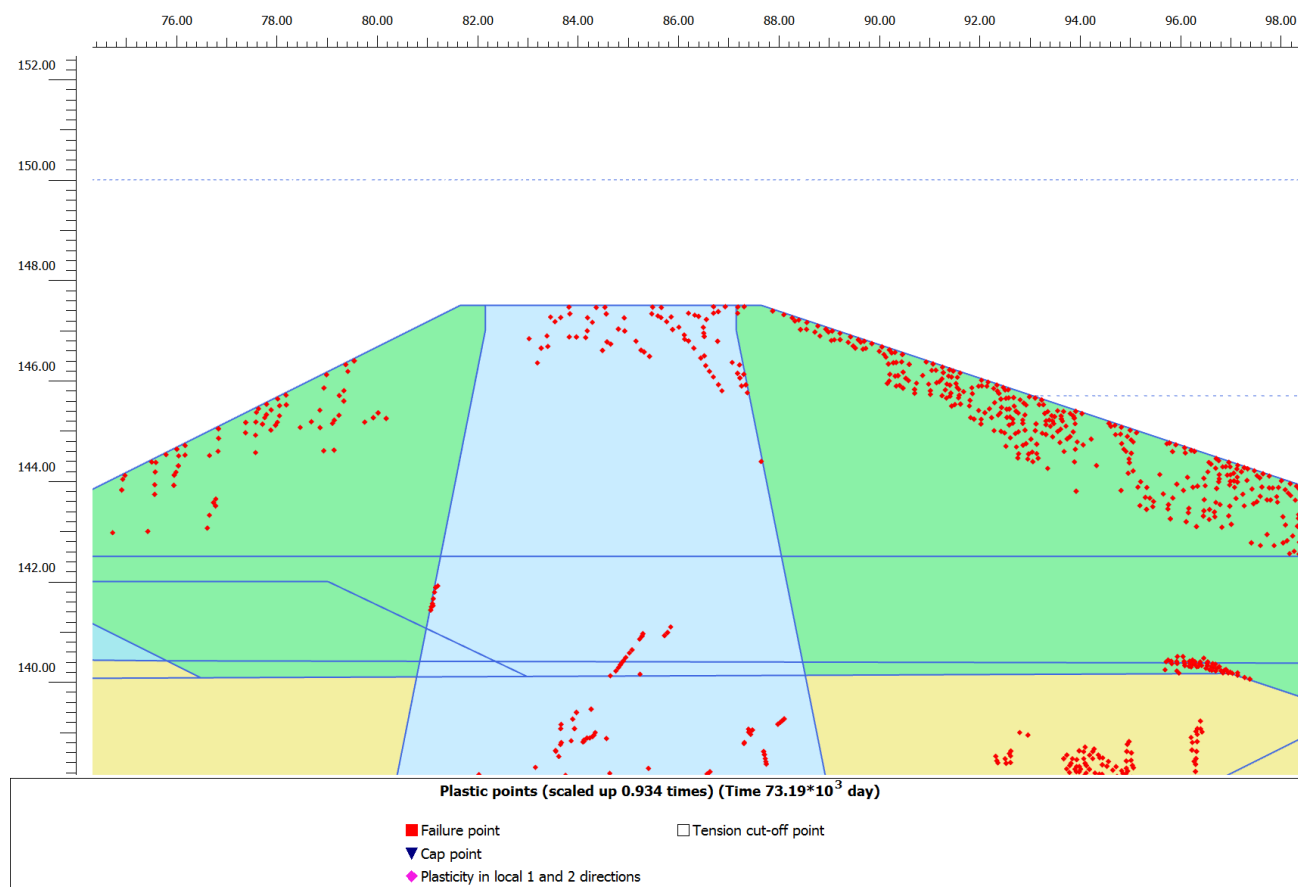


Figura 334 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.7. Sezione 7

Per quanto riguarda la Sezione 7 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.4469 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.26 m.

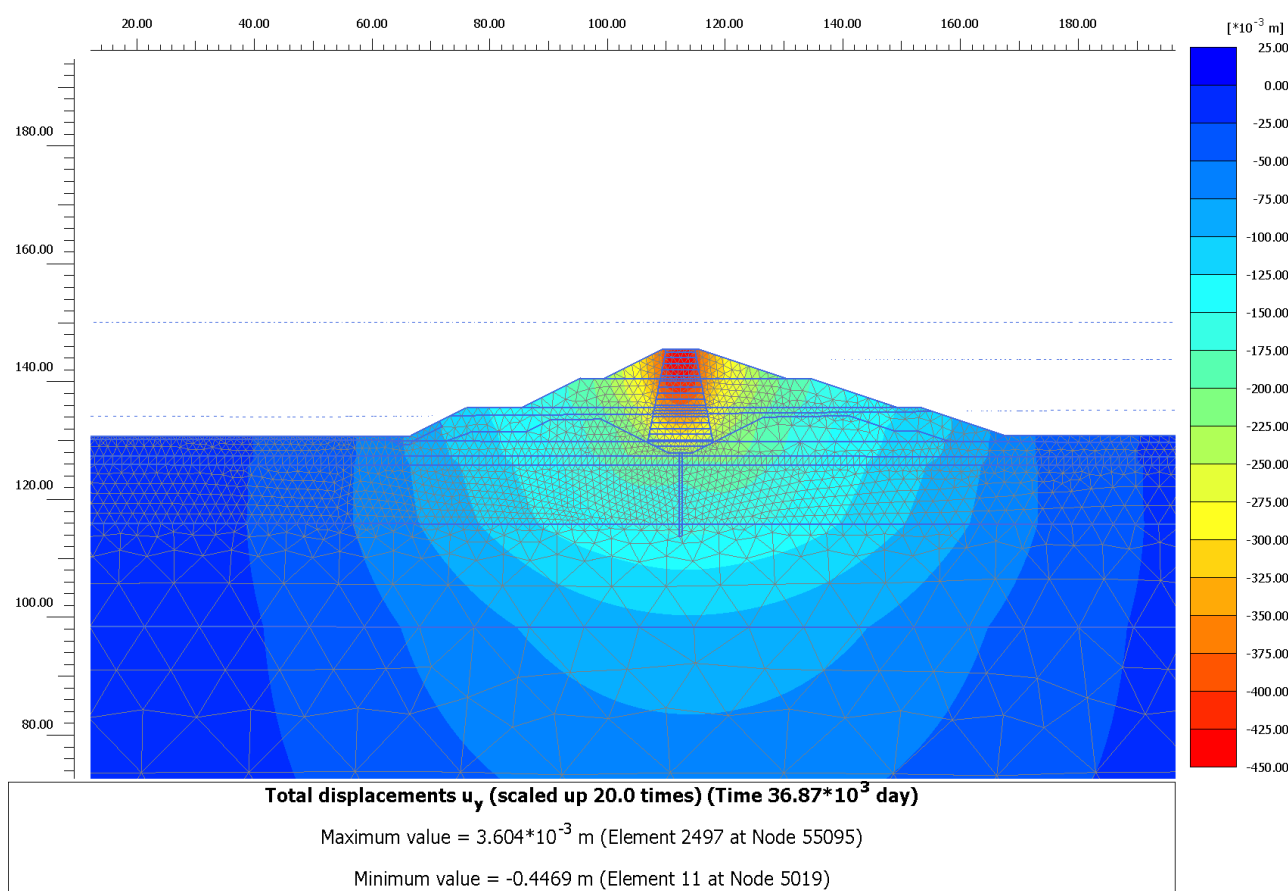


Figura 335 – Cedimenti 180 giorni

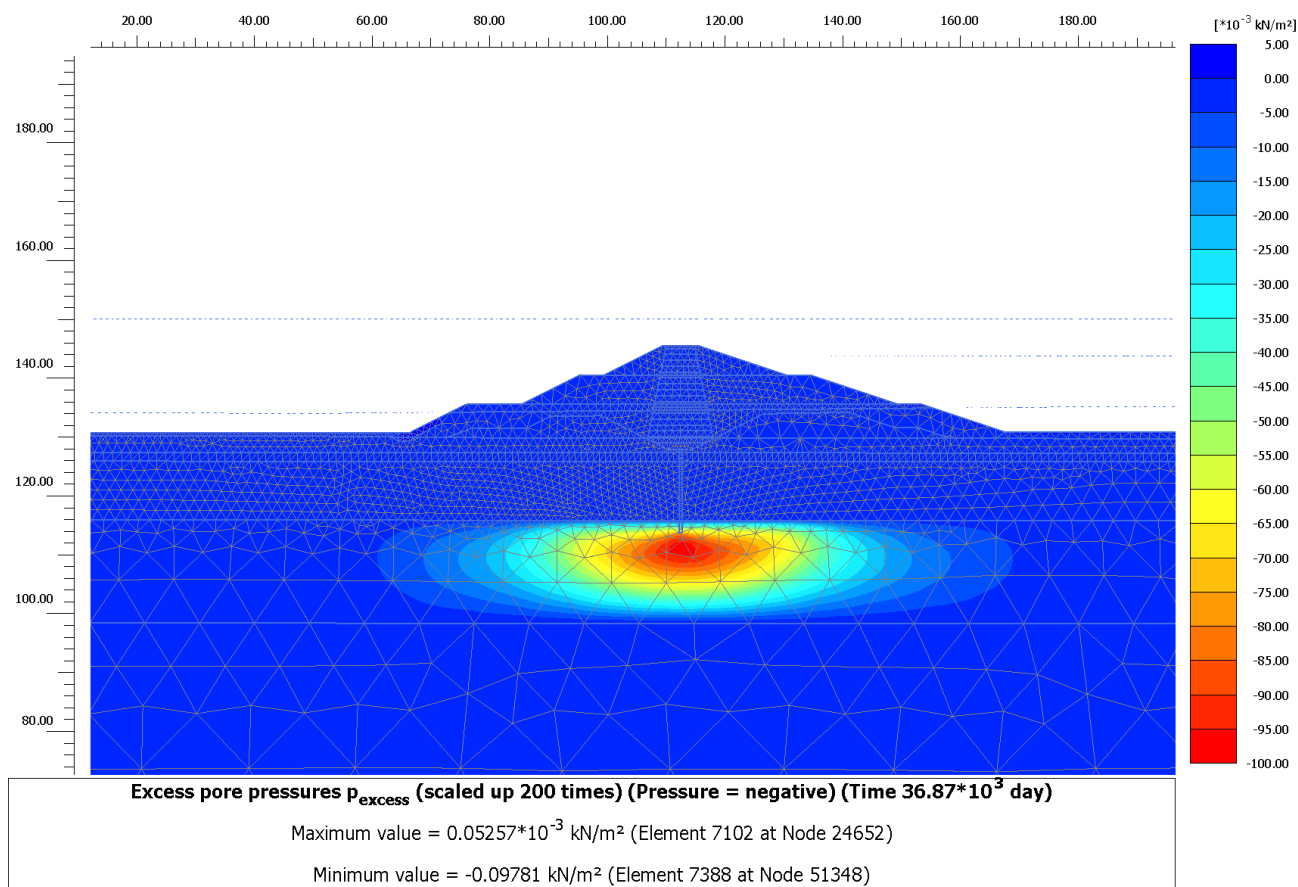


Figura 336 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 270 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE10 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.4473 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.2650 m.

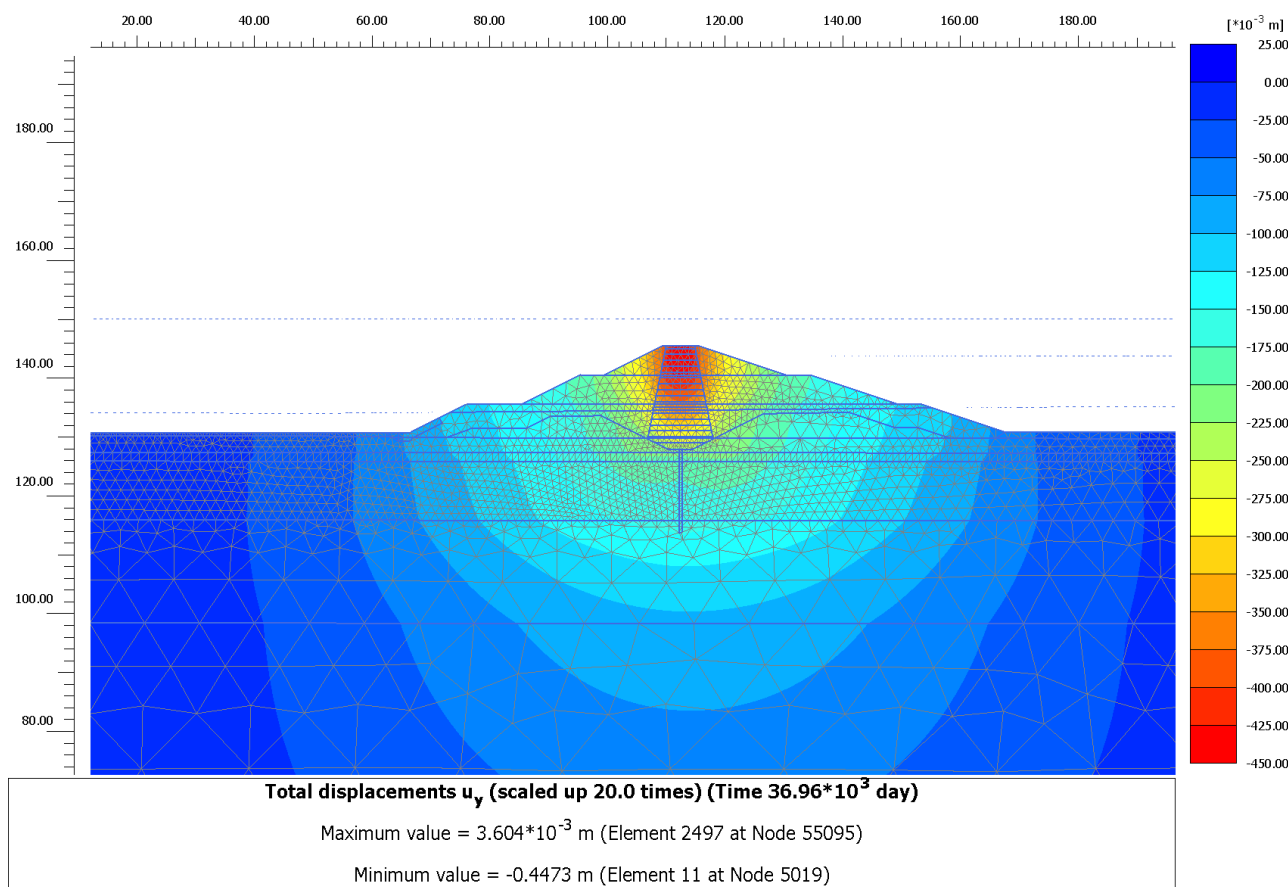


Figura 337 – Cedimenti 270 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180 gg e a 270 gg) in testa al rilevato di circa 0.4743 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.30 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (270 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.027 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.03 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

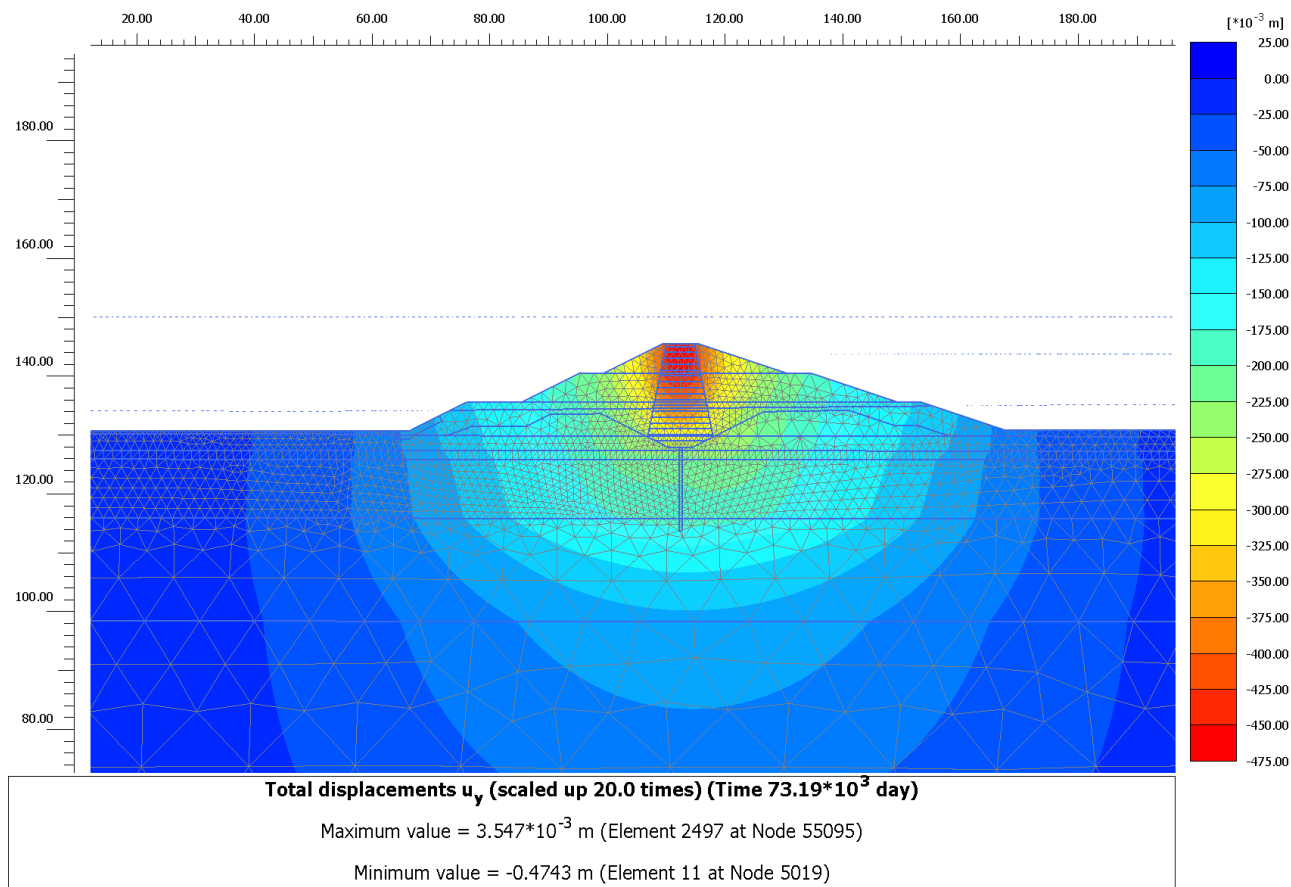


Figura 338 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

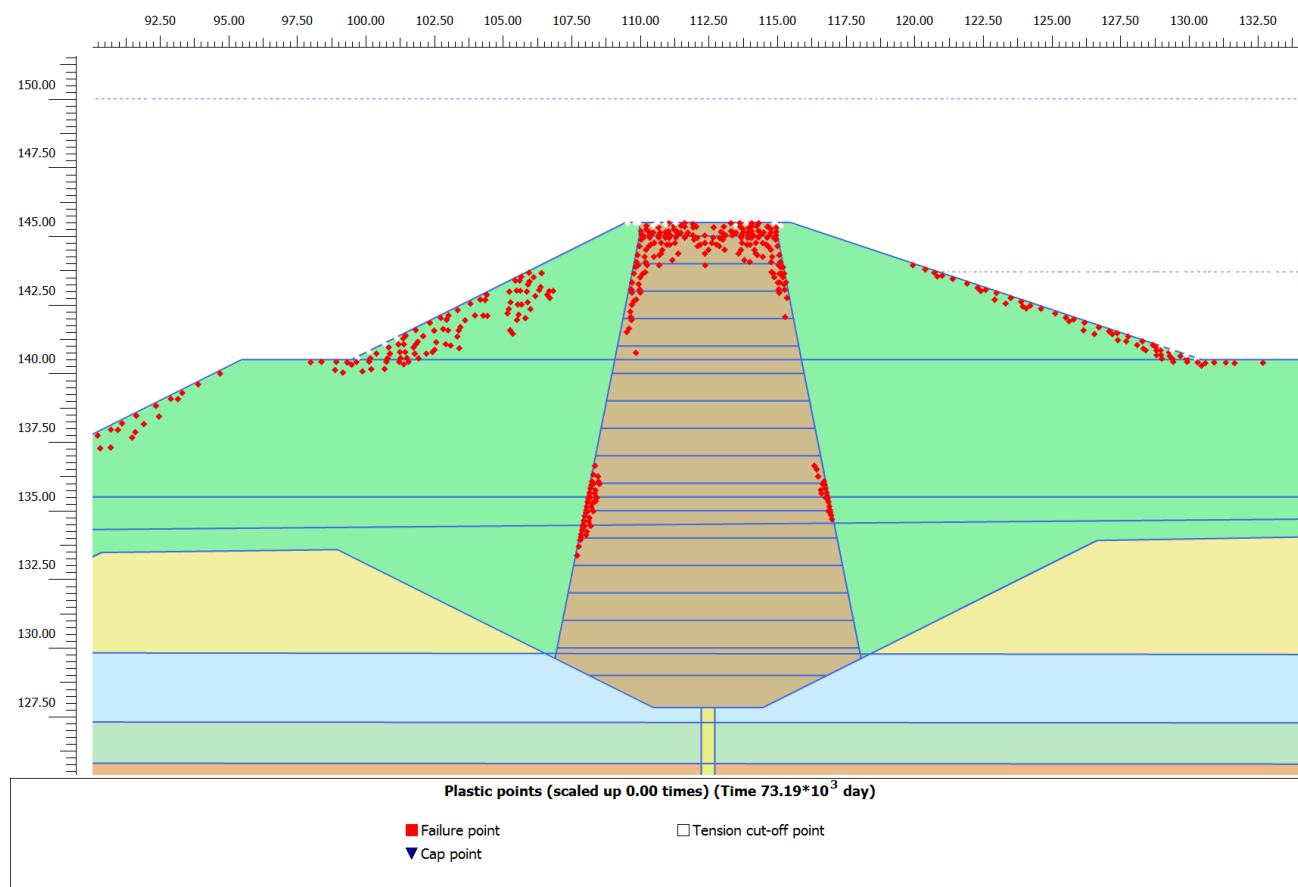


Figura 339 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.8. Sezione S14

Per quanto riguarda la Sezione S14 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.99 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.87 m.

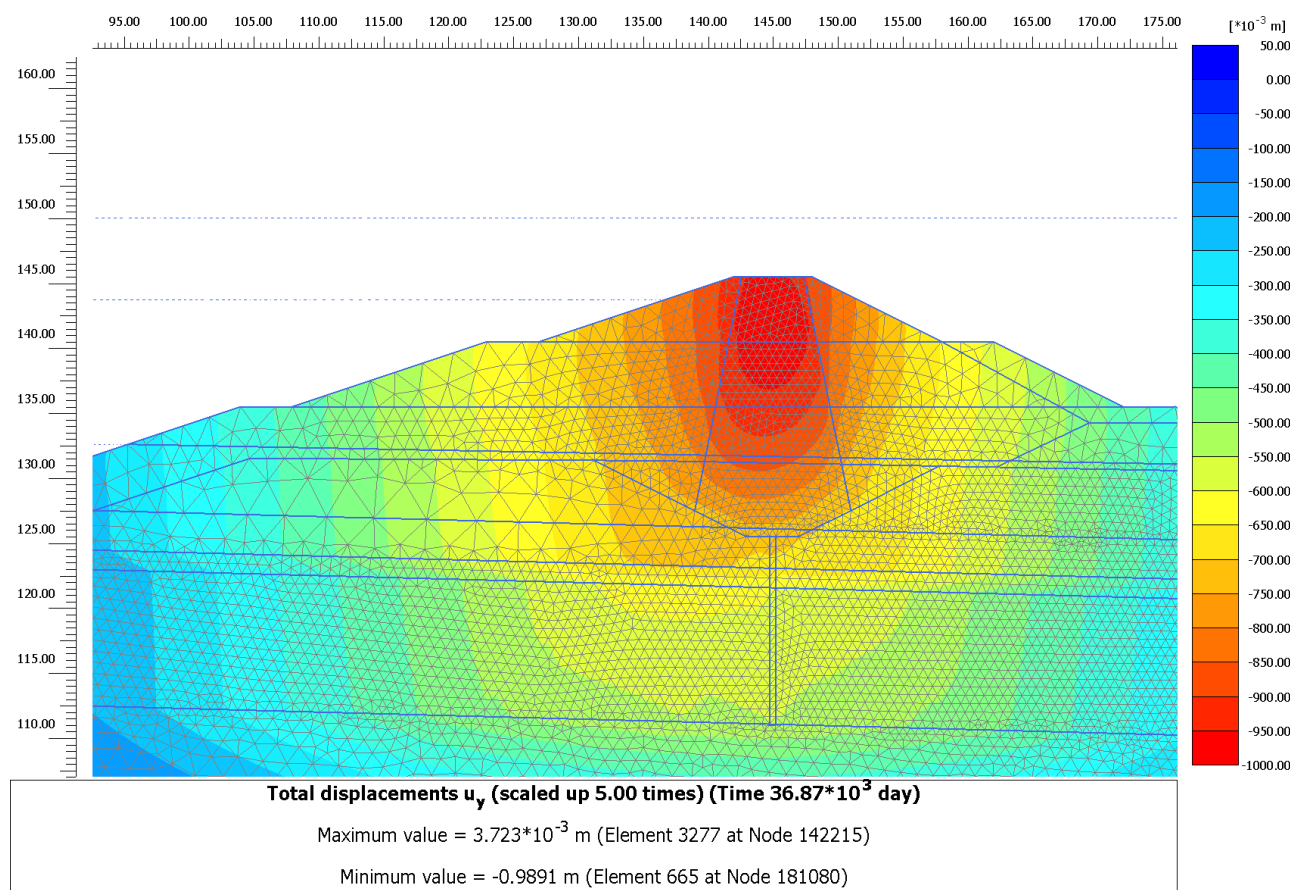


Figura 340 – Cedimenti 180 giorni

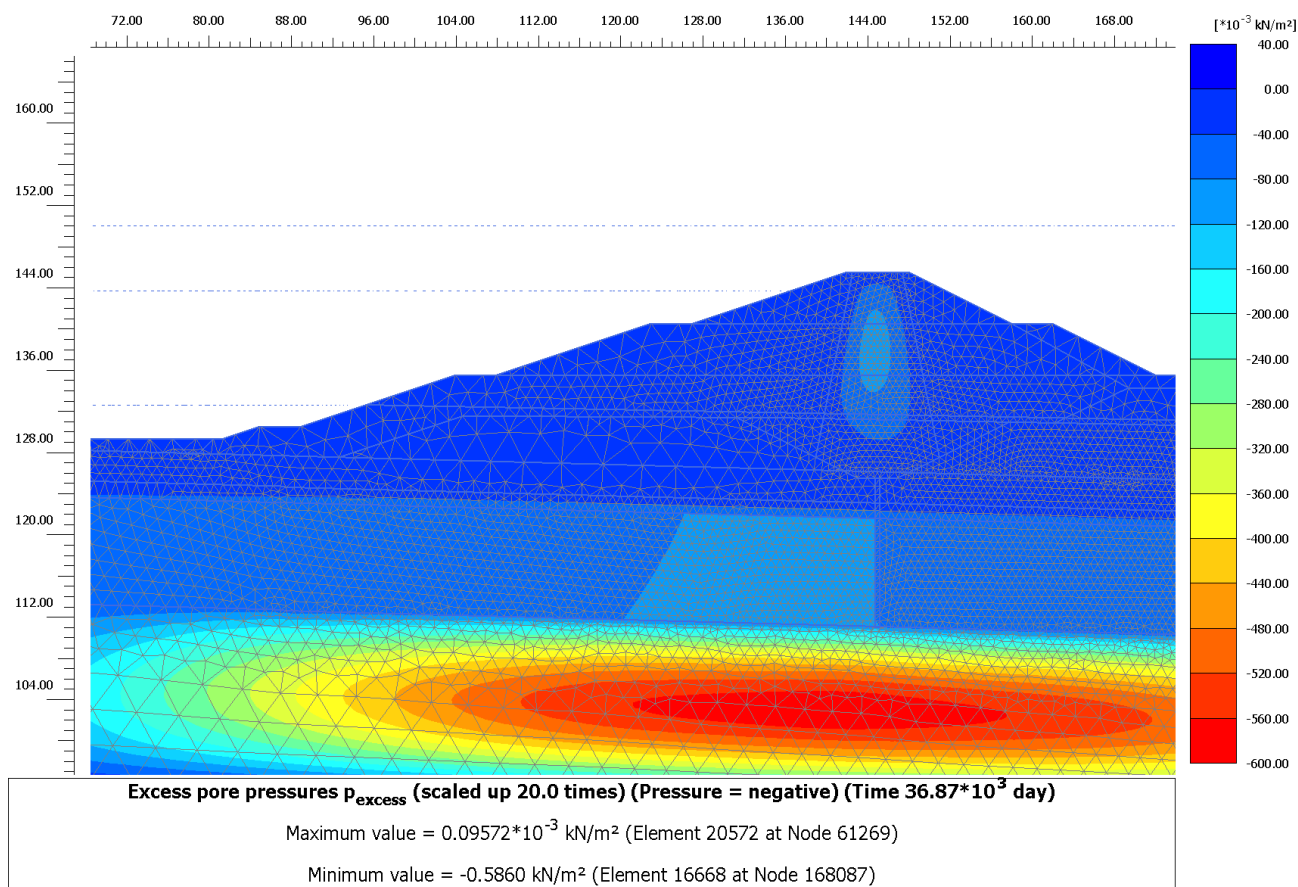


Figura 341 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 270 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE10 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 1.00 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.88 m.

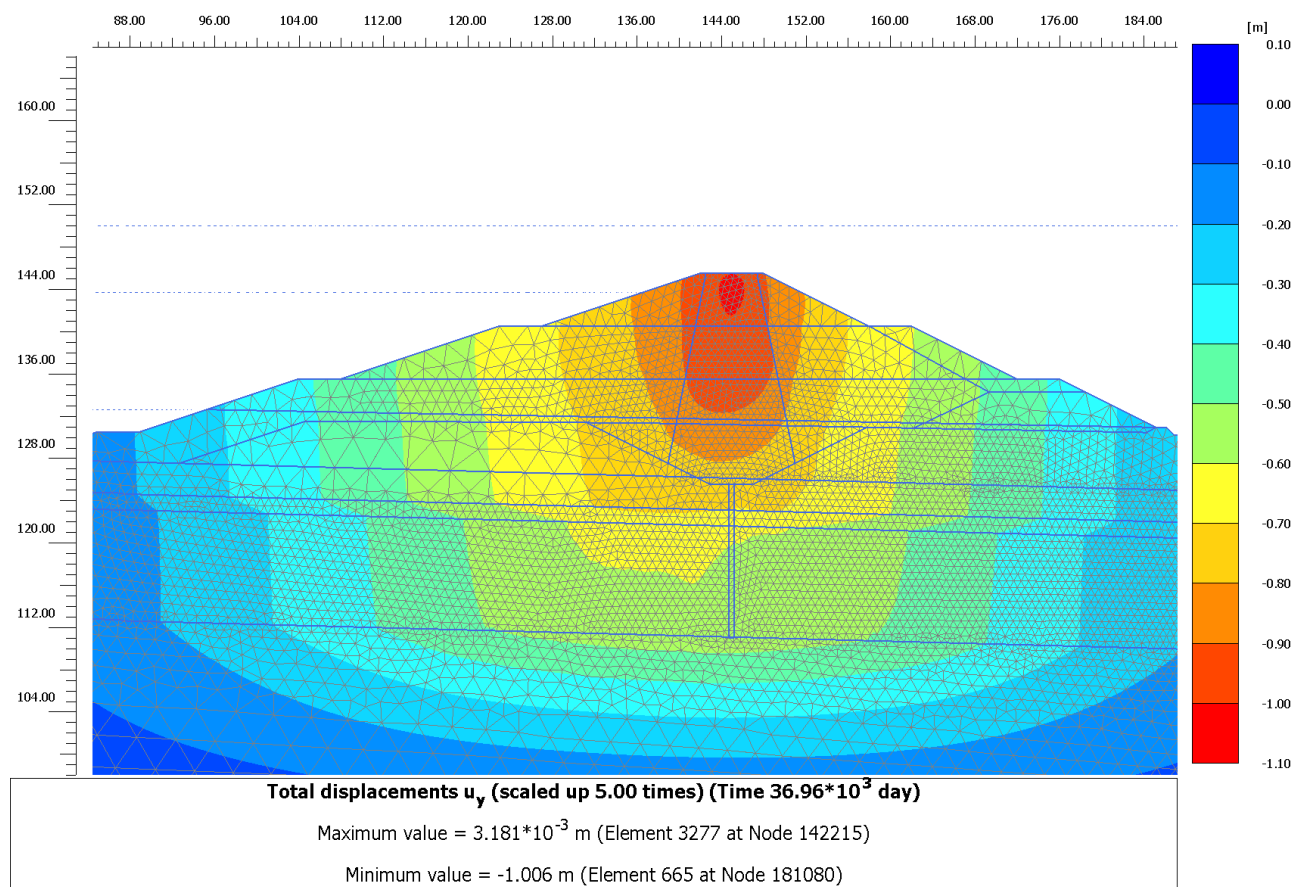


Figura 342 – Cedimenti 270 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180 gg e a 270 gg) in testa al rilevato di circa 1.12 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 1.00 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (270 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.12 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.12 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

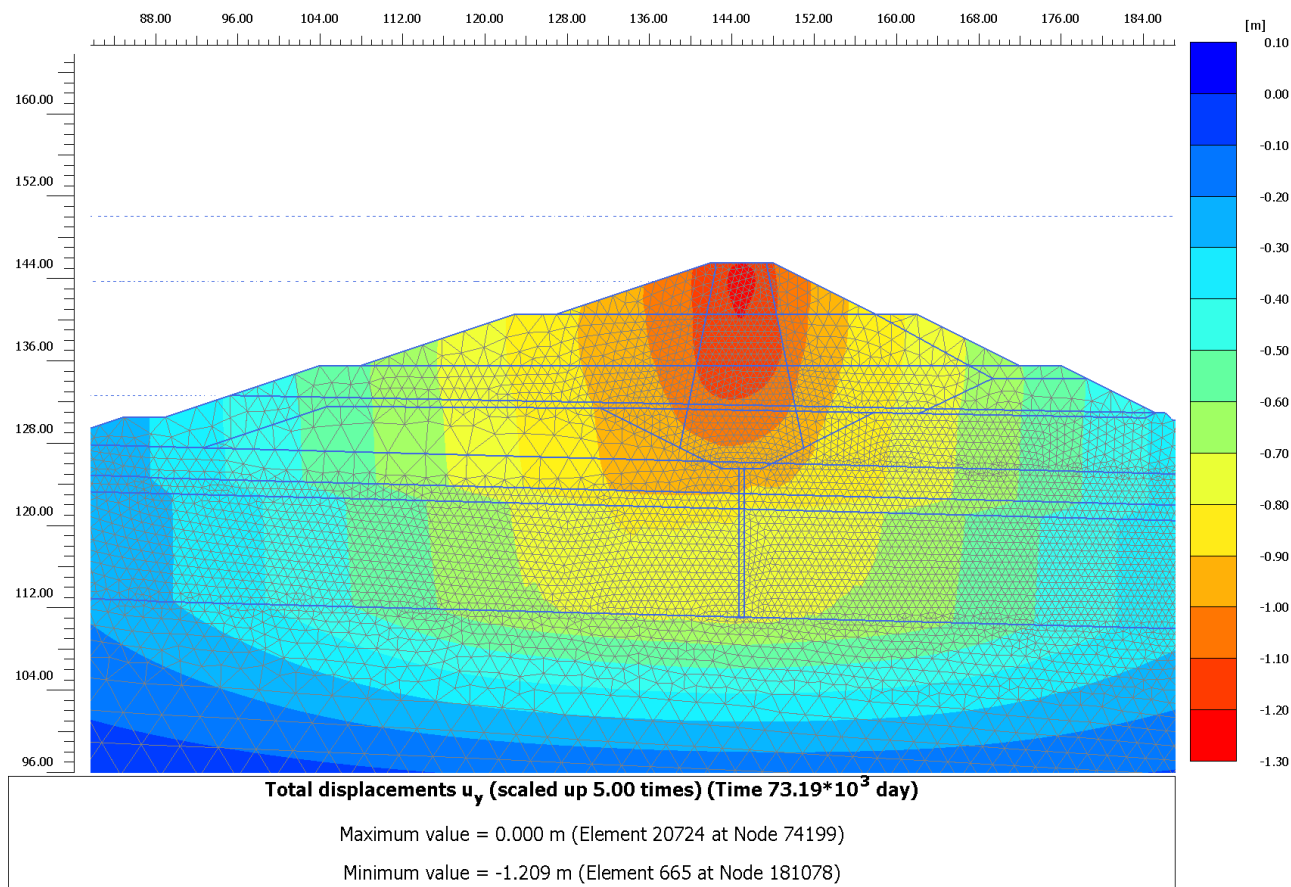


Figura 343 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

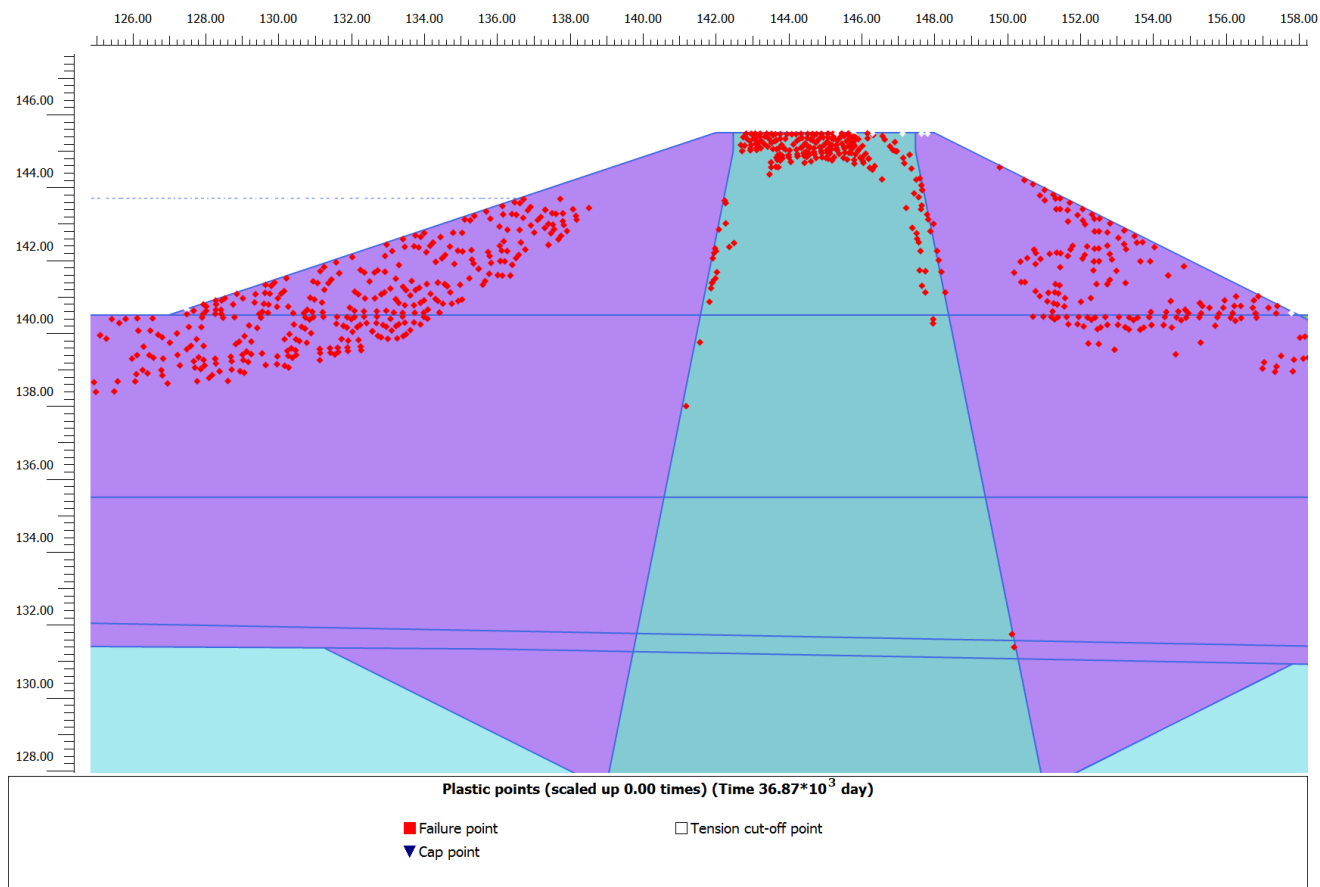


Figura 344 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.4.9. Sezione S2_PG/S7

Per quanto riguarda la Sezione S2_PG/S7 di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato che è il tempo ipotizzato per la costruzione del rilevato. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione del rilevato sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi e del nucleo del corpo del rilevato

Si ottiene quindi un cedimento massimo in testa al rilevato di circa 0.7818 m, mentre al piano di fondazione il cedimento massimo raggiunto è di 0.73 m.

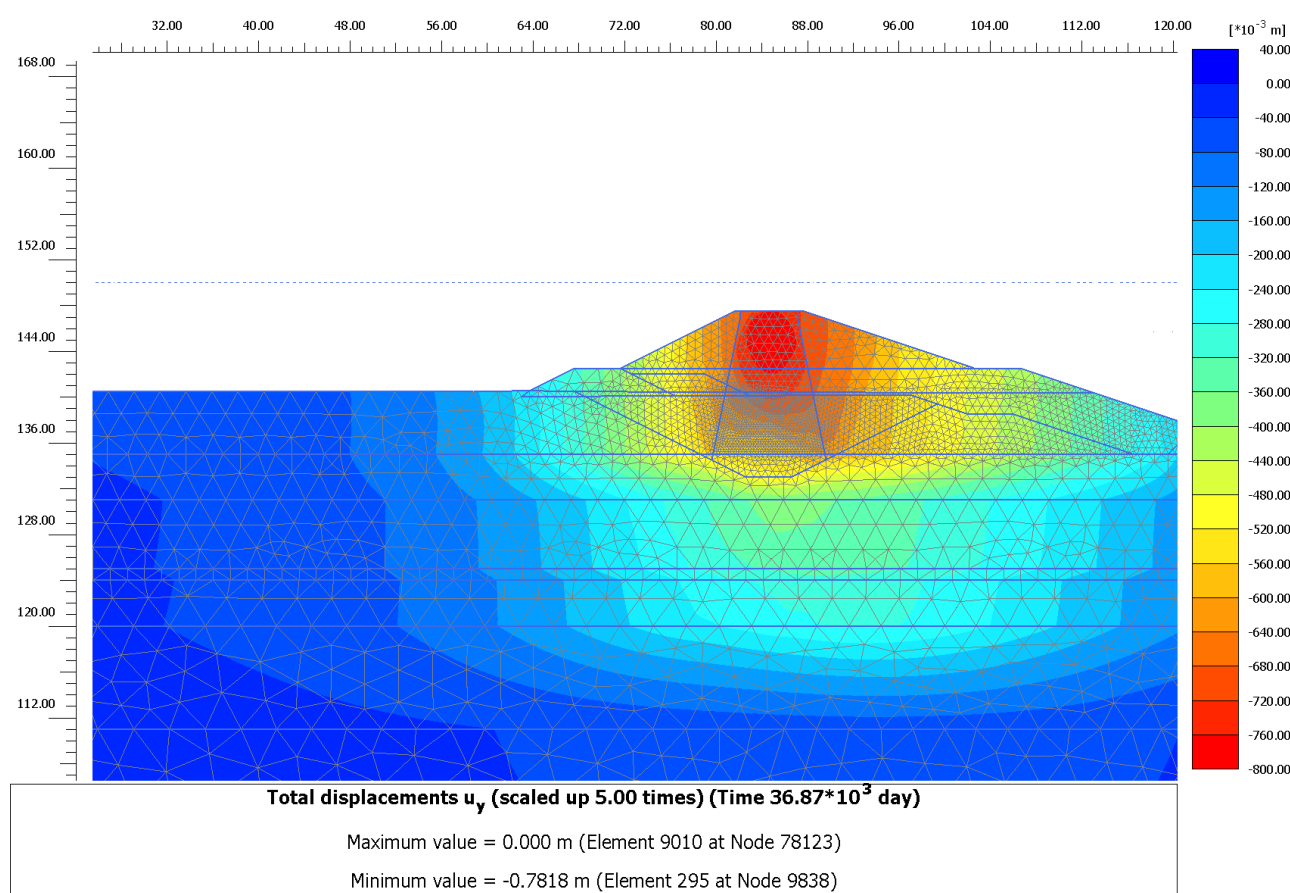


Figura 345 – Cedimenti 180 giorni

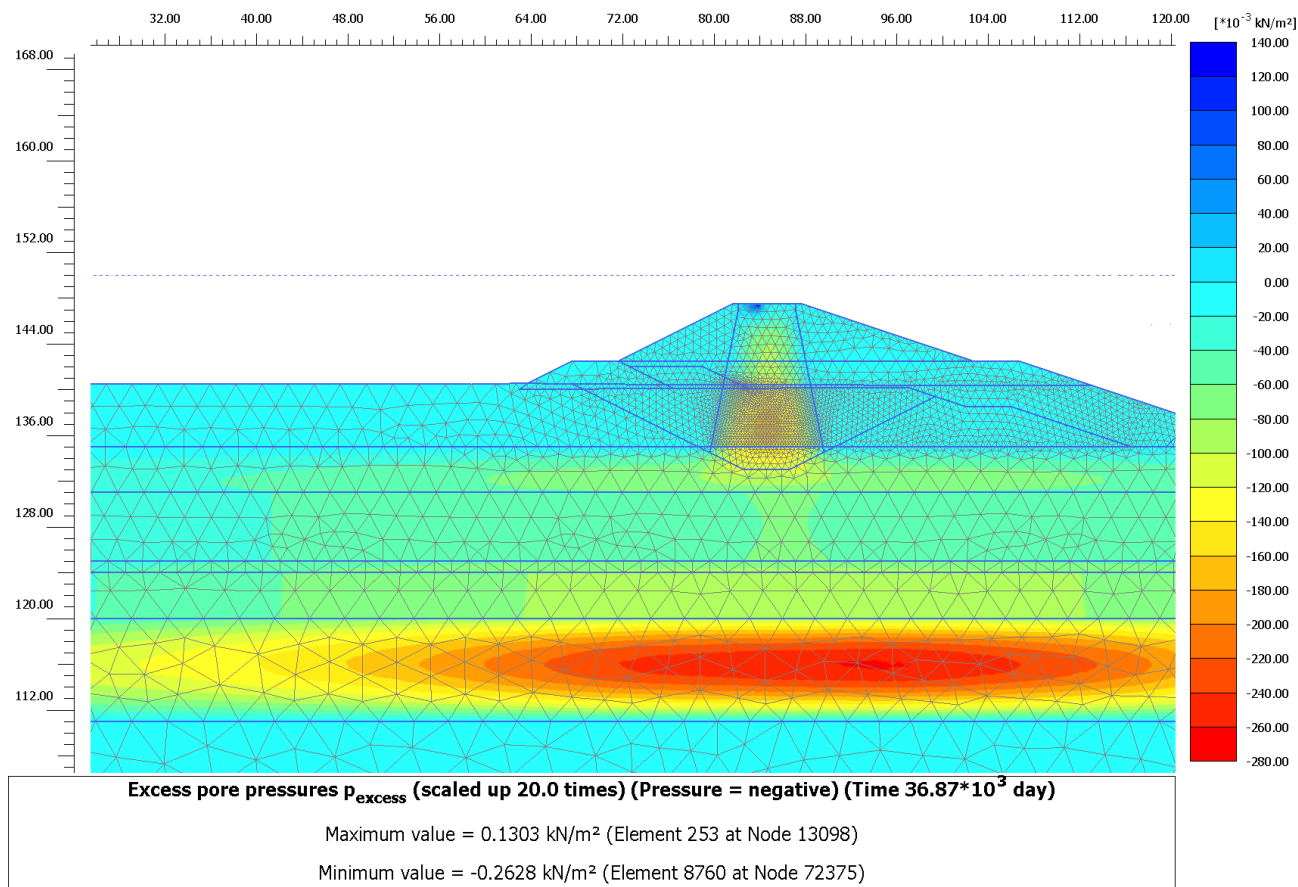


Figura 346 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

A fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 720 giorni dalla fine della costruzione del rilevato in esame (FASE 3 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo in testa pari a 0.8442 m, mentre alla base fondazione si ottiene un valore di cedimento pari a 0.79 m.

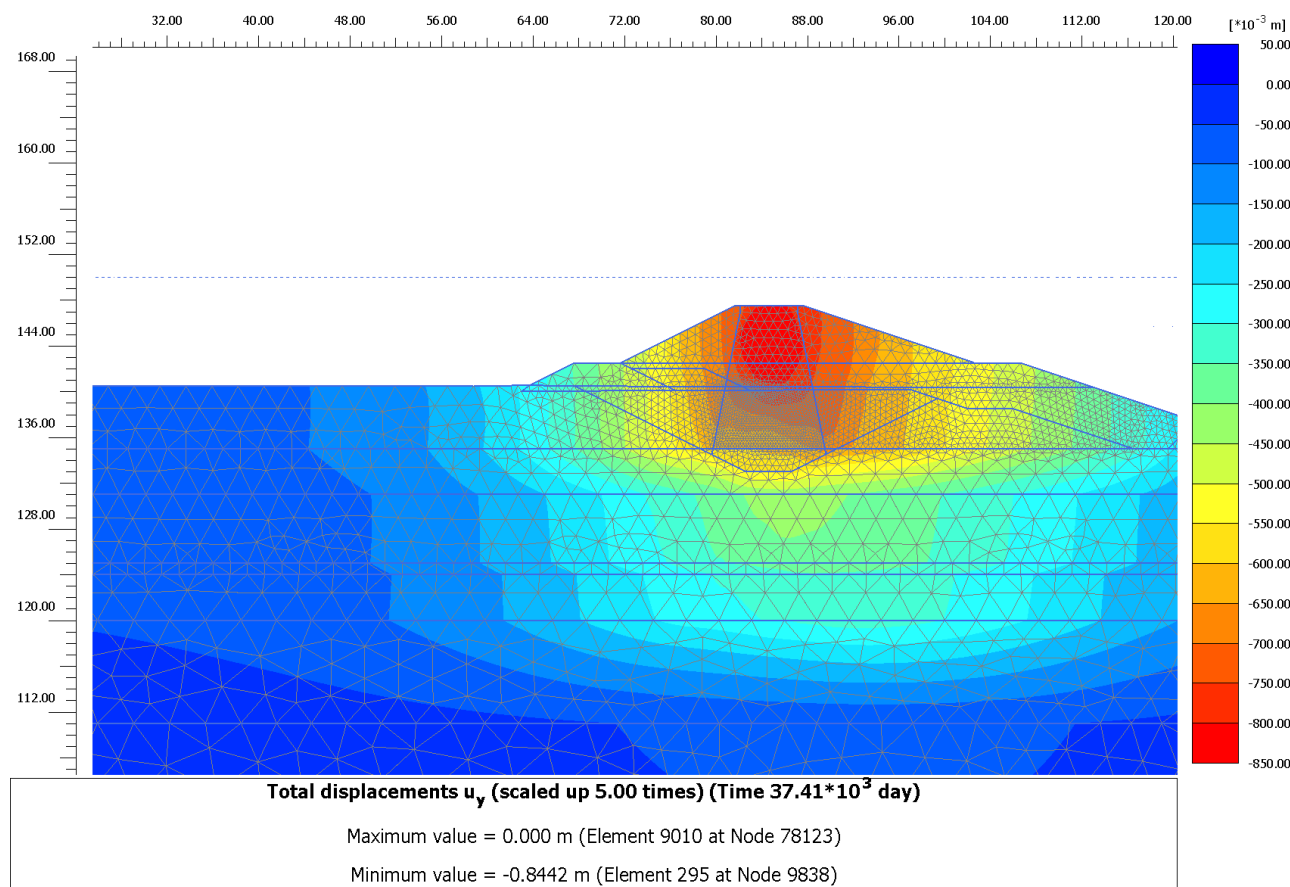


Figura 347 – Cedimenti 720 giorni

Nel lungo periodo, equivalente a 100 anni, si ottiene, ipotizzando un comportamento viscoso delle argille in base all'esito delle prove edometriche (consolidazione secondaria), un cedimento totale (considerando anche i cedimenti a 180 gg e a 720 gg) in testa al rilevato di circa 0.9924 m, mentre a piano fondazione si raggiunge un valore di 0.92 m.

La differenza tra i cedimenti a lungo termine e quelli a fine costruzione dell'intera opera (720 gg) forniscono il cedimento effettivo esibito dal rilevato nel corso della sua vita durante l'esercizio delle sue funzioni.

Tale differenza risulta essere, per la testa del rilevato stesso pari a circa 0.1482 m, mentre alla sua base si ha una differenza di circa 0.13 m.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto dei rilevati arginali in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

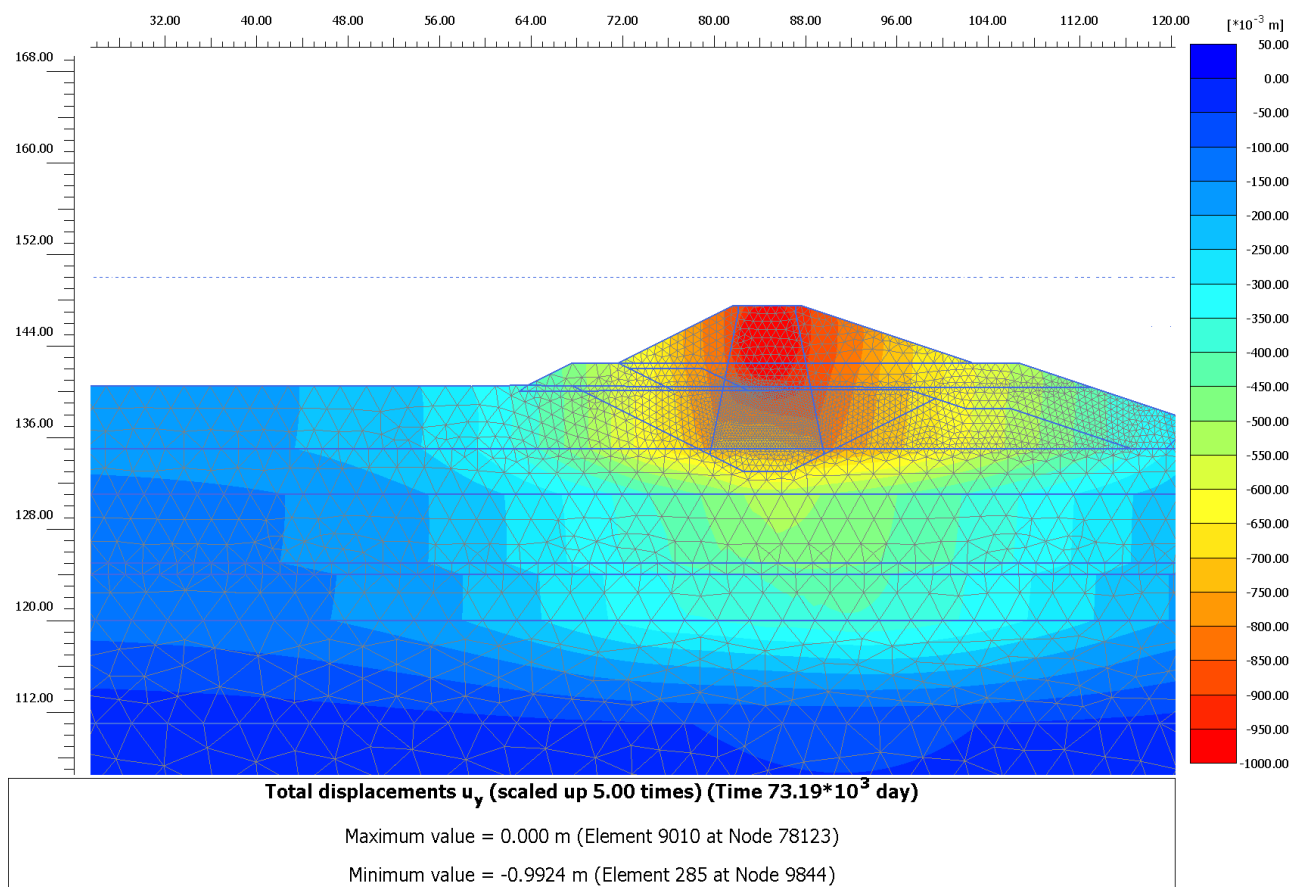


Figura 348 – Cedimenti 100 anni

Si mostra nella figura seguente come non siano presenti consistenti plasticizzazioni nella zona tra il nucleo di argilla e il materiale da rilevato grossolano, questo porta infatti ad escludere la presenza di cedimenti differenziali all'interno del rilevato zonato.

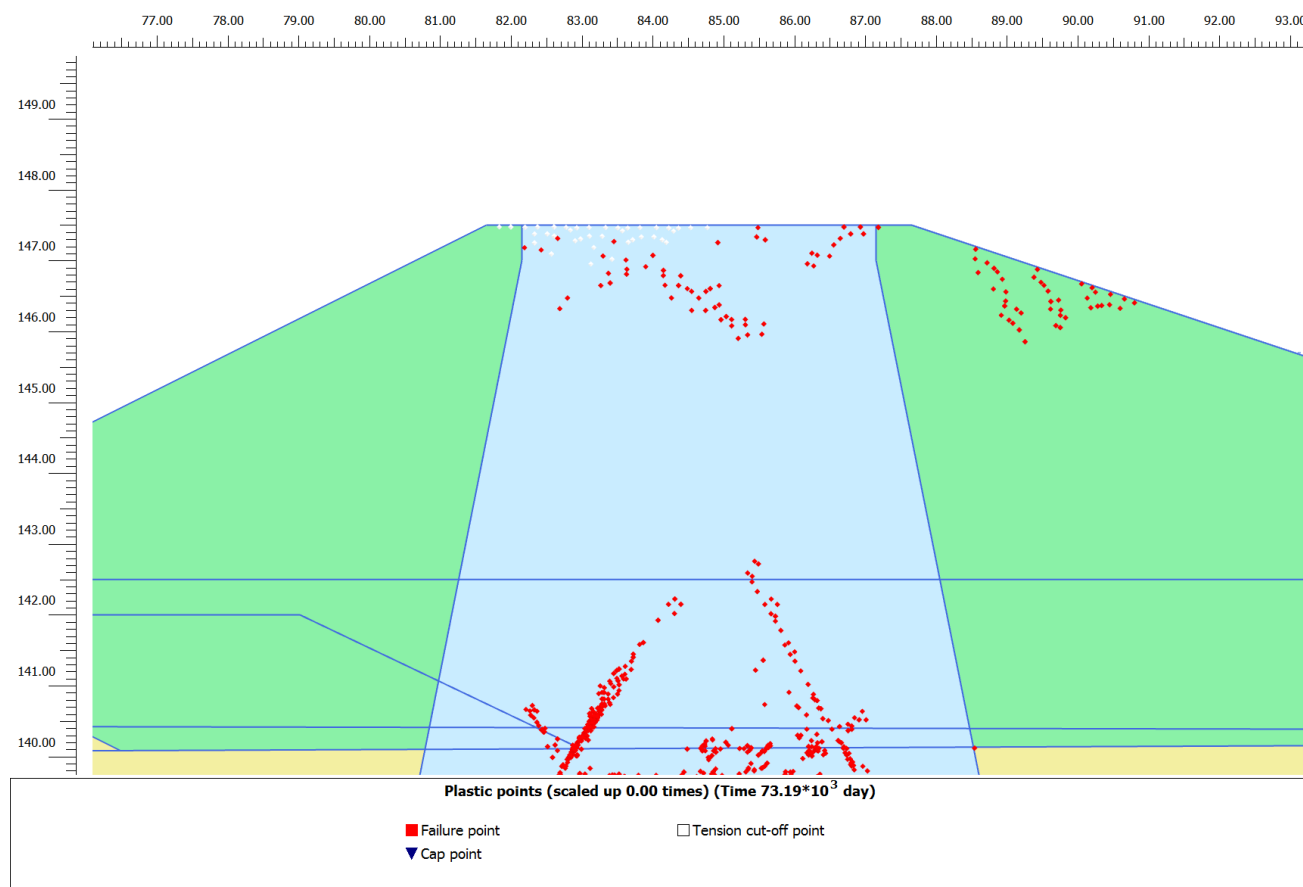


Figura 349 – Plasticizzazioni a lungo termine all'interno del rilevato zonato

6.5. CONFRONTO TRA CALCOLO NUMERICO ED ANALITICO

In questo capitolo si vuole mostrare il confronto tra la valutazione dei cedimenti tramite modello numerico e tramite calcolo analitico, secondo quanto riportato nel rispettivo capitolo introduttivo alla presente relazione.

Per tale confronto si mostrano i risultati inerenti alla Sezione 7.

6.5.1. Risultati analisi numerica

Si riportano nella seguente tabella i cedimenti totali del rilevato in corrispondenza del piano di fondazione al centro dello stesso, sia nella condizione di breve termine che di lungo termine.

Tabella 250 – Risultati dell'analisi numerica

Sezione di calcolo	Cedimento a 180gg al centro del rilevato	Cedimento Totale al centro del rilevato
[-]	[m]	[m]
7	-0.26	-0.30

6.5.2. Risultati calcolo analitico

Si riportano i cedimenti ottenuti dall'applicazione delle formulazioni analitiche per ogni strato di terreno al disotto della striscia di carico trapezoidale.

Dove:

$z_C = z_N$ = profondità rispetto al piano campagna;

$\Delta\sigma_v/q$ = in tale casistica è stato posto uguale a $\Delta\sigma_v$;

$\sigma_f = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$ (stato di sforzo iniziale + incremento di carico);

σ'_f = sforzo efficace = $\sigma_f - u$;

$k_R = \text{MIN}(\sigma'_f; \sigma'_p)/\sigma_{v0}$;

$k_C = \text{MAX}(\sigma'_f/\sigma'_p, 1)$;

Per l'unità geotecnica 2B il valore di indice dei vuoti adottato è $e_0=0.641$.

Tabella 251 – Cedimenti totali nello strato UG2B più superficiale

2B 3																		
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m³]	u0 [N/m²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v/q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m²]	σ_{v0} [N/m²]	$\sigma^{*}v0$ [N/m²]	σ_f [N/m²]	$\sigma^{*}f$ [N/m²]	OCR	$\sigma^{*}p$ [N/m²]	Cc	Cr	kR	kC	Δw_i [m]
1	0.1	2.5	19000	25000	2.5	225305	225305	47500	22500	272805	247805	4	93000	0.2	0.03	4.00	2.753	0.0065
2	0.1	2.6	19000	26000	2.6	225177	225177	49400	23400	274577	248577	4	93600	0.2	0.03	4.00	2.656	0.0063
3	0.1	2.7	19000	27000	2.7	225044	225044	51300	24300	276344	249344	4	97200	0.2	0.03	4.00	2.565	0.0061
4	0.1	2.8	19000	28000	2.8	224905	224905	53200	25200	278105	250105	4	100800	0.2	0.03	4.00	2.481	0.0059
5	0.1	2.9	19000	29000	2.9	224760	224760	55100	26100	279860	250860	4	104400	0.2	0.03	4.00	2.403	0.0057
6	0.1	3	19000	30000	3	224610	224610	57000	27000	281610	251610	4	108000	0.2	0.03	4.00	2.330	0.0056
7	0.1	3.1	19000	31000	3.1	224455	224455	58900	27900	283355	252355	4	111600	0.2	0.03	4.00	2.261	0.0054
8	0.1	3.2	19000	32000	3.2	224296	224296	60800	28800	285096	253096	4	115200	0.2	0.03	4.00	2.197	0.0053
9	0.1	3.3	19000	33000	3.3	224131	224131	62700	29700	286831	253831	4	118800	0.2	0.03	4.00	2.137	0.0051
10	0.1	3.4	19000	34000	3.4	223962	223962	64600	30600	288562	254562	4	122400	0.2	0.03	4.00	2.080	0.0050
11	0.1	3.5	19000	35000	3.5	223789	223789	66500	31500	290289	255289	4	126000	0.2	0.03	4.00	2.026	0.0048
12	0.1	3.6	19000	36000	3.6	223612	223612	68400	32400	292012	256012	4	129600	0.2	0.03	4.00	1.975	0.0047
13	0.1	3.7	19000	37000	3.7	223430	223430	70300	33300	293730	256730	4	133200	0.2	0.03	4.00	1.927	0.0046
14	0.1	3.8	19000	38000	3.8	223245	223245	72200	34200	295445	257445	4	136800	0.2	0.03	4.00	1.882	0.0044
15	0.1	3.9	19000	39000	3.9	223055	223055	74100	35100	297155	258155	4	140400	0.2	0.03	4.00	1.839	0.0043
16	0.1	4	19000	40000	4	222863	222863	76000	36000	298863	258863	4	144000	0.2	0.03	4.00	1.798	0.0042
													CEDIMENTO TOTALE					0.08

Tabella 252 – Cedimenti totali nello strato UG2B più profondo

2B 5																			
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m³]	u0 [N/m²]	zN [m]	Δσv /q	Δσv [N/m²]	σv0 [N/m²]	σ'v0 [N/m²]	σf [N/m²]	σ'f [N/m²]	OCR	σ'p [N/m²]	Cc	Cr	kR	kC	Δwi [m]	
1	0.3	14	19000	140000	14	197201	197201	266000	126000	463201	323201	2	252000	0.2	0.03	2.00	1.283	0.0056	
2	0.3	14.3	19000	143000	14.3	196388	196388	271700	128700	468088	325088	2	257400	0.2	0.03	2.00	1.263	0.0054	
3	0.3	14.6	19000	146000	14.6	195576	195576	277400	131400	472976	326976	2	262800	0.2	0.03	2.00	1.244	0.0051	
4	0.3	14.9	19000	149000	14.9	194766	194766	283100	134100	477866	328866	2	268200	0.2	0.03	2.00	1.226	0.0049	
5	0.3	15.2	19000	152000	15.2	193957	193957	288800	136800	482757	330757	2	273600	0.2	0.03	2.00	1.209	0.0047	
6	0.3	15.5	19000	155000	15.5	193149	193149	294500	139500	487649	332649	2	279000	0.2	0.03	2.00	1.192	0.0044	
7	0.3	15.8	19000	158000	15.8	192343	192343	300200	142200	492543	334543	2	284400	0.2	0.03	2.00	1.176	0.0042	
8	0.3	16.1	19000	161000	16.1	191539	191539	305900	144900	497439	336439	2	289800	0.2	0.03	2.00	1.161	0.0040	
9	0.3	16.4	19000	164000	16.4	190737	190737	311600	147600	502337	338337	2	295200	0.2	0.03	2.00	1.146	0.0038	
10	0.3	16.7	19000	167000	16.7	189936	189936	317300	150300	507236	340236	2	300600	0.2	0.03	2.00	1.132	0.0036	
11	0.3	17	19000	170000	17	189138	189138	323000	153000	512138	342138	2	306000	0.2	0.03	2.00	1.118	0.0034	
12	0.3	17.3	19000	173000	17.3	188341	188341	328700	155700	517041	344041	2	311400	0.2	0.03	2.00	1.105	0.0032	
13	0.3	17.6	19000	176000	17.6	187547	187547	334400	158400	521947	345947	2	316800	0.2	0.03	2.00	1.092	0.0030	
14	0.3	17.9	19000	179000	17.9	186755	186755	340100	161100	526855	347855	2	322200	0.2	0.03	2.00	1.080	0.0029	
15	0.3	18.2	19000	182000	18.2	185965	185965	345800	163800	531765	349765	2	327600	0.2	0.03	2.00	1.068	0.0027	
16	0.3	18.5	19000	185000	18.5	185178	185178	351500	166500	536678	351678	2	333000	0.2	0.03	2.00	1.056	0.0025	
17	0.3	18.8	19000	188000	18.8	184393	184393	357200	169200	541593	353593	2	338400	0.2	0.03	2.00	1.045	0.0023	
18	0.3	19.1	19000	191000	19.1	183610	183610	362900	171900	546510	355510	2	343800	0.2	0.03	2.00	1.034	0.0022	
19	0.3	19.4	19000	194000	19.4	182830	182830	368600	174600	551430	357430	2	349200	0.2	0.03	2.00	1.024	0.0020	
20	0.3	19.7	19000	197000	19.7	182053	182053	374300	177300	556353	359353	2	354600	0.2	0.03	2.00	1.013	0.0019	
21	0.3	20	19000	200000	20	181278	181278	380000	180000	561278	361278	2	360000	0.2	0.03	2.00	1.004	0.0017	
22	0.3	20.3	19000	203000	20.3	180506	180506	385700	182700	566206	363206	2	365400	0.2	0.03	1.99	1.000	0.0016	
23	0.3	20.6	19000	206000	20.6	179737	179737	391400	185400	571137	365137	2	370800	0.2	0.03	1.97	1.000	0.0016	
24	0.3	20.9	19000	209000	20.9	178970	178970	397100	188100	576070	367070	2	376200	0.2	0.03	1.95	1.000	0.0016	
25	0.3	21.2	19000	212000	21.2	178206	178206	402800	190800	581006	369006	2	381600	0.2	0.03	1.93	1.000	0.0016	
26	0.3	21.5	19000	215000	21.5	177445	177445	408500	193500	585945	370945	2	387000	0.2	0.03	1.92	1.000	0.0016	
27	0.3	21.8	19000	218000	21.8	176687	176687	414200	196200	590887	372887	2	392400	0.2	0.03	1.90	1.000	0.0015	
28	0.3	22.1	19000	221000	22.1	175932	175932	419900	198900	595832	374832	2	397800	0.2	0.03	1.88	1.000	0.0015	
29	0.3	22.4	19000	224000	22.4	175180	175180	425600	201600	600780	376780	2	403200	0.2	0.03	1.87	1.000	0.0015	
30	0.3	22.7	19000	227000	22.7	174431	174431	431300	204300	605731	378731	2	408600	0.2	0.03	1.85	1.000	0.0015	
31	0.3	23	19000	230000	23	173685	173685	437000	207000	610685	380685	2	414000	0.2	0.03	1.84	1.000	0.0015	
32	0.3	23.3	19000	233000	23.3	172942	172942	442700	209700	615642	382642	2	419400	0.2	0.03	1.82	1.000	0.0014	
33	0.3	23.6	19000	236000	23.6	172202	172202	448400	212400	620602	384602	2	424800	0.2	0.03	1.81	1.000	0.0014	
34	0.3	23.9	19000	239000	23.9	171466	171466	454100	215100	625566	386566	2	430200	0.2	0.03	1.80	1.000	0.0014	
35	0.3	24.2	19000	242000	24.2	170732	170732	459800	217800	630532	388532	2	435600	0.2	0.03	1.78	1.000	0.0014	
36	0.3	24.5	19000	245000	24.5	170002	170002	465500	220500	635502	390502	2	441000	0.2	0.03	1.77	1.000	0.0014	
37	0.3	24.8	19000	248000	24.8	169274	169274	471200	223200	640474	392474	2	446400	0.2	0.03	1.76	1.000	0.0013	
38	0.3	25.1	19000	251000	25.1	168550	168550	476900	225900	645450	394450	2	451800	0.2	0.03	1.75	1.000	0.0013	
39	0.3	25.4	19000	254000	25.4	167830	167830	482600	228600	650430	396430	2	457200	0.2	0.03	1.73	1.000	0.0013	
40	0.3	25.7	19000	257000	25.7	167112	167112	488300	231300	655412	398412	2	462600	0.2	0.03	1.72	1.000	0.0013	
41	0.3	26	19000	260000	26	166398	166398	494000	234000	660398	400398	2	468000	0.2	0.03	1.71	1.000	0.0013	
42	0.3	26.3	19000	263000	26.3	165687	165687	499700	236700	665387	402387	2	473400	0.2	0.03	1.70	1.000	0.0013	
43	0.3	26.6	19000	266000	26.6	164979	164979	505400	239400	670379	404379	2	478800	0.2	0.03	1.69	1.000	0.0012	
44	0.3	26.9	19000	269000	26.9	164275	164275	511100	242100	675375	406375	2	484200	0.2	0.03	1.68	1.000	0.0012	
45	0.3	27.2	19000	272000	27.2	163574	163574	516800	244800	680374	408374	2	489600	0.2	0.03	1.67	1.000	0.0012	
46	0.3	27.5	19000	275000	27.5	162876	162876	522500	247500	685376	410376	2	495000	0.2	0.03	1.66	1.000	0.0012	
47	0.3	27.8	19000	278000	27.8	162182	162182	528200	250200	690382	412382	2	500400	0.2	0.03	1.65	1.000	0.0012	
48	0.3	28.1	19000	281000	28.1	161491	161491	533900	252900	695391	414391	2	505800	0.2	0.03	1.64	1.000	0.0012	
49	0.3	28.4	19000	284000	28.4	160803	160803	539600	255600	700403	416403	2	511200	0.2	0.03	1.63	1.000	0.0012	
50	0.3	28.7	19000	287000	28.7	160119	160119	545300	258300	705419	418419	2	516600	0.2	0.03	1.62	1.000	0.0011	
51	0.3	29	19000	290000	29	159438	159438	551000	261000	710438	420438	2	522000	0.2	0.03	1.61	1.000	0.0011	
52	0.3	29.3	19000	293000	29.3	158760	158760	556700	263700	715460	422460	2	527400	0.2	0.03	1.60	1.000	0.0011	
53	0.3	29.6	19000	296000	29.6	158086	158086	562400	266400	720486	424486	2	532800	0.2	0.03	1.59	1.000	0.0011	
54	0.3	29.9	19000	299000	29.9	157416	157416	568100	269100	725516	426516	2	538200	0.2	0.03	1.58	1.000	0.0011	
55	0.3	30.2	19000	302000	30.2	156748	156748	573800	271800	730548	428548	2	543600	0.2	0.03	1.58	1.000	0.0011	
56	0.3	30.5	19000	305000	30.5	156084	156084	579500	274500	735584	430584	2	549000	0.2	0.03	1.57	1.000	0.0011	
57	0.3	30.8	19000	308000	30.8	155424	155424	585200	277200	740624	432624	2	554400	0.2	0.03	1.56	1.000	0.0011	
58	0.4	31.1	19000	311000	31.1	154767	154767	590900	279900	745667	434667	2	559800	0.2	0.03	1.55	1.000	0.0010	
59	0.3	31.5	19000	315000	31.5	153896	153896	598500	283500	752396	437396	2	567000	0.2	0.03	1.54	1.000	0.0010	

Tabella 253 – Cedimenti all'interno dello strato UG2A più superficiale

2A_2								
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m ³]	u0 [N/m ²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v / q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m ²]	$\Delta\delta$ [m]
1	0.3	0	20000	0	0			
2	0.3	0.3	20000	3000	0.3	226571.9604	226572	0.001259
3	0.3	0.6	20000	6000	0.6	226551.1094	226551	0.001259
4	0.3	0.9	20000	9000	0.9	226496.6414	226497	0.001258
5	0.3	1.2	20000	12000	1.2	226396.2302	226396	0.001258
6	0.3	1.5	20000	15000	1.5	226241.6859	226242	0.001257
7	0.3	1.8	20000	18000	1.8	226028.8303	226029	0.001256
8	0.3	2.1	20000	21000	2.1	225756.8445	225757	0.001254
9	0.3	2.4	20000	24000	2.4	225427.3958	225427	0.001252
		CEDIMENTO TOTALE					0.01	

Tabella 254 – Cedimenti all'interno dello strato UG2A intermedio

2A_4								
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m ³]	u0 [N/m ²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v/q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m ²]	$\Delta\delta$ [m]
1	0.3	4.05	20000	40500	4.05	222765.0598	222765	1.07E-03
2	0.3	4.35	20000	43500	4.35	222162.0087	222162	1.07E-03
3	0.3	4.65	20000	46500	4.65	221532.1338	221532	1.06E-03
4	0.3	4.95	20000	49500	4.95	220878.5852	220879	1.06E-03
5	0.3	5.25	20000	52500	5.25	220204.1560	220204	1.06E-03
6	0.3	5.55	20000	55500	5.55	219511.3121	219511	1.05E-03
7	0.3	5.85	20000	58500	5.85	218802.2258	218802	1.05E-03
8	0.3	6.15	20000	61500	6.15	218078.8102	218079	1.05E-03
9	0.3	6.45	20000	64500	6.45	217342.7499	217343	1.04E-03
10	0.3	6.75	20000	67500	6.75	216595.5306	216596	1.04E-03
11	0.3	7.05	20000	70500	7.05	215838.4649	215838	1.04E-03
12	0.3	7.35	20000	73500	7.35	215072.7144	215073	1.03E-03
13	0.3	7.65	20000	76500	7.65	214299.3103	214299	1.03E-03
14	0.3	7.95	20000	79500	7.95	213519.1698	213519	1.02E-03
15	0.3	8.25	20000	82500	8.25	212733.1115	212733	1.02E-03
16	0.3	8.55	20000	85500	8.55	211941.8677	211942	1.02E-03
17	0.3	8.85	20000	88500	8.85	211146.0959	211146	1.01E-03
18	0.3	9.15	20000	91500	9.15	210346.3874	210346	1.01E-03
19	0.3	9.45	20000	94500	9.45	209543.2765	209543	1.01E-03
20	0.3	9.75	20000	97500	9.75	208737.2464	208737	1.00E-03
21	0.3	10.05	20000	100500	10.05	207928.7362	207929	9.98E-04
22	0.3	10.35	20000	103500	10.35	207118.1454	207118	9.94E-04
23	0.3	10.65	20000	106500	10.65	206305.8390	206306	9.90E-04
24	0.3	10.95	20000	109500	10.95	205492.1507	205492	9.86E-04
25	0.3	11.25	20000	112500	11.25	204677.3872	204677	9.82E-04
26	0.3	11.55	20000	115500	11.55	203861.8304	203862	9.79E-04
27	0.3	11.85	20000	118500	11.85	203045.7403	203046	9.75E-04
28	0.3	12.15	20000	121500	12.15	202229.3574	202229	9.71E-04
29	0.3	12.45	20000	124500	12.45	201412.9044	201413	9.67E-04
30	0.3	12.75	20000	127500	12.75	200596.5880	200597	9.63E-04
31	0.3	13.05	20000	130500	13.05	199780.6007	199781	9.59E-04
32	0.3	13.35	20000	133500	13.35	198965.1218	198965	9.55E-04
33	0.3	13.65	20000	136500	13.65	198150.3188	198150	9.51E-04
34	0.3	13.95	20000	139500	13.95	197336.3485	197336	9.47E-04
35	0.3	14.25	20000	142500	14.25	196523.3577	196523	9.43E-04
CEDIMENTO TOTALE								0.035

Tabella 255 – Cedimenti all'interno dello strato UG2A più profondo

2A 6								
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m³]	u0 [N/m²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v/q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m²]	$\Delta\delta$ [m]
1	0.5	31.52	20000	315200	31.52	153852.6059	153853	8.14E-04
2	0.5	32.02	20000	320200	32.02	152773.0177	152773	8.08E-04
3	0.5	32.52	20000	325200	32.52	151702.8998	151703	8.03E-04
4	0.5	33.02	20000	330200	33.02	150642.2440	150642	7.97E-04
5	0.5	33.52	20000	335200	33.52	149591.0373	149591	7.91E-04
6	0.5	34.02	20000	340200	34.02	148549.2627	148549	7.86E-04
7	0.5	34.52	20000	345200	34.52	147516.8991	147517	7.81E-04
8	0.5	35.02	20000	350200	35.02	146493.9217	146494	7.75E-04
9	0.5	35.52	20000	355200	35.52	145480.3018	145480	7.70E-04
10	0.5	36.02	20000	360200	36.02	144476.0077	144476	7.64E-04
11	0.5	36.52	20000	365200	36.52	143481.0040	143481	7.59E-04
12	0.5	37.02	20000	370200	37.02	142495.2526	142495	7.54E-04
13	0.5	37.52	20000	375200	37.52	141518.7124	141519	7.49E-04
14	0.5	38.02	20000	380200	38.02	140551.3396	140551	7.44E-04
15	0.5	38.52	20000	385200	38.52	139593.0876	139593	7.39E-04
16	0.5	39.02	20000	390200	39.02	138643.9078	138644	7.34E-04
17	0.5	39.52	20000	395200	39.52	137703.7490	137704	7.29E-04
18	0.5	40.02	20000	400200	40.02	136772.5580	136773	7.24E-04
19	0.5	40.52	20000	405200	40.52	135850.2797	135850	7.19E-04
20	0.5	41.02	20000	410200	41.02	134936.8571	134937	7.14E-04
21	0.5	41.52	20000	415200	41.52	134032.2312	134032	7.09E-04
22	0.5	42.02	20000	420200	42.02	133136.3419	133136	7.04E-04
23	0.5	42.52	20000	425200	42.52	132249.1272	132249	7.00E-04
24	0.5	43.02	20000	430200	43.02	131370.5238	131371	6.95E-04
25	0.5	43.52	20000	435200	43.52	130500.4672	130500	6.90E-04
26	0.5	44.02	20000	440200	44.02	129638.8918	129639	6.86E-04
27	0.5	44.52	20000	445200	44.52	128785.7308	128786	6.81E-04
28	0.5	45.02	20000	450200	45.02	127940.9163	127941	6.77E-04
29	0.5	45.52	20000	455200	45.52	127104.3798	127104	6.73E-04
30	0.5	46.02	20000	460200	46.02	126276.0519	126276	6.68E-04
31	0.5	46.52	20000	465200	46.52	125455.8623	125456	6.64E-04
32	0.5	47.02	20000	470200	47.02	124643.7402	124644	6.59E-04
33	0.5	47.52	20000	475200	47.52	123839.6143	123840	6.55E-04
34	0.5	48.02	20000	480200	48.02	123043.4127	123043	6.51E-04
35	0.5	48.52	20000	485200	48.52	122255.0631	122255	6.47E-04
36	0.5	49.02	20000	490200	49.02	121474.4928	121474	6.43E-04
37	0.5	49.52	20000	495200	49.52	120701.6289	120702	6.39E-04
38	0.5	50.02	20000	500200	50.02	119936.3983	119936	6.35E-04
39	0.5	50.52	20000	505200	50.52	119178.7274	119179	6.31E-04
40	0.5	51.02	20000	510200	51.02	118428.5428	118429	6.27E-04
41	0.5	51.52	20000	515200	51.52	117685.7710	117686	6.23E-04
42	0.5	52.02	20000	520200	52.02	116950.3382	116950	6.19E-04
43	0.5	52.52	20000	525200	52.52	116222.1710	116222	6.15E-04
44	0.5	53.02	20000	530200	53.02	115501.1958	115501	6.11E-04
45	0.5	53.52	20000	535200	53.52	114787.3391	114787	6.07E-04
46	0.5	54.02	20000	540200	54.02	114080.5276	114081	6.04E-04
47	0.5	54.52	20000	545200	54.52	113380.6883	113381	6.00E-04
48	0.5	55.02	20000	550200	55.02	112687.7483	112688	5.96E-04
49	0.5	55.52	20000	555200	55.52	112001.6348	112002	5.93E-04
50	0.5	56.02	20000	560200	56.02	111322.2755	111322	5.89E-04
51	0.5	56.52	20000	565200	56.52	110649.5984	110650	5.85E-04
52	0.5	57.02	20000	570200	57.02	109983.5317	109984	5.82E-04
53	0.5	57.52	20000	575200	57.52	109324.0039	109324	5.78E-04
54	0.5	58.02	20000	580200	58.02	108670.9442	108671	5.75E-04
55	0.5	58.52	20000	585200	58.52	108024.2819	108024	5.72E-04
56	0.5	59.02	20000	590200	59.02	107383.9468	107384	5.68E-04
57	0.5	59.52	20000	595200	59.52	106749.8692	106750	5.65E-04
58	0.5	60.02	20000	600200	60.02	106121.9799	106122	5.61E-04
59	0.5	60.52	20000	605200	60.52	105500.2101	105500	5.58E-04
60	0.5	61.02	20000	610200	61.02	104884.4915	104884	5.55E-04
61	0.5	61.52	20000	615200	61.52	104274.7563	104275	5.52E-04
62	0.5	62.02	20000	620200	62.02	103670.9373	103671	5.49E-04
63	0.5	62.52	20000	625200	62.52	103072.9678	103073	5.45E-04
64	0.5	63.02	20000	630200	63.02	102480.7815	102481	5.42E-04
65	0.5	63.52	20000	635200	63.52	101894.3130	101894	5.39E-04
66	0.5	64.02	20000	640200	64.02	101313.4971	101313	5.36E-04

2A 6								
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m ³]	u0 [N/m ²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v / q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m ²]	$\Delta\delta$ [m]

66	0.5	64.02	20000	640200	64.02	101313.4971	101313	5.36E-04
67	0.5	64.52	20000	645200	64.52	100738.2694	100738	5.33E-04
68	0.5	65.02	20000	650200	65.02	100168.5660	100169	5.30E-04
69	0.5	65.52	20000	655200	65.52	99604.3237	99604	5.27E-04
70	0.5	66.02	20000	660200	66.02	99045.4797	99045	5.24E-04
71	0.5	66.52	20000	665200	66.52	98491.9719	98492	5.21E-04
72	0.5	67.02	20000	670200	67.02	97943.7389	97944	5.18E-04
73	0.5	67.52	20000	675200	67.52	97400.7197	97401	5.15E-04
74	0.5	68.02	20000	680200	68.02	96862.8542	96863	5.13E-04
75	0.5	68.52	20000	685200	68.52	96330.0826	96330	5.10E-04
76	0.5	69.02	20000	690200	69.02	95802.3459	95802	5.07E-04
77	0.5	69.52	20000	695200	69.52	95279.5857	95280	5.04E-04
78	0.5	70.02	20000	700200	70.02	94761.7443	94762	5.01E-04
79	0.5	70.52	20000	705200	70.52	94248.7643	94249	4.99E-04
80	0.5	71.02	20000	710200	71.02	93740.5894	93741	4.96E-04
81	0.5	71.52	20000	715200	71.52	93237.1634	93237	4.93E-04
82	0.5	72.02	20000	720200	72.02	92738.4312	92738	4.91E-04
83	0.5	72.52	20000	725200	72.52	92244.3380	92244	4.88E-04
84	0.5	73.02	20000	730200	73.02	91754.8298	91755	4.85E-04
85	0.5	73.52	20000	735200	73.52	91269.8530	91270	4.83E-04
86	0.5	74.02	20000	740200	74.02	90789.3549	90789	4.80E-04
87	0.5	74.52	20000	745200	74.52	90313.2831	90313	4.78E-04
88	0.5	75.02	20000	750200	75.02	89841.5861	89842	4.75E-04
89	0.5	75.52	20000	755200	75.52	89374.2127	89374	4.73E-04
90	0.5	76.02	20000	760200	76.02	88911.1127	88911	4.70E-04
91	0.5	76.52	20000	765200	76.52	88452.2360	88452	4.68E-04
92	0.5	77.02	20000	770200	77.02	87997.5336	87998	4.66E-04
93	0.5	77.52	20000	775200	77.52	87546.9568	87547	4.63E-04
94	0.5	78.02	20000	780200	78.02	87100.4574	87100	4.61E-04
95	0.5	78.52	20000	785200	78.52	86657.9881	86658	4.59E-04
96	0.5	79.02	20000	790200	79.02	86219.5019	86220	4.56E-04
97	0.5	79.52	20000	795200	79.52	85784.9524	85785	4.54E-04
98	0.5	80.02	20000	800200	80.02	85354.2940	85354	4.52E-04
99	0.5	80.52	20000	805200	80.52	84927.4815	84927	4.49E-04
100	0.5	81.02	20000	810200	81.02	84504.4701	84504	4.47E-04
101	0.5	81.52	20000	815200	81.52	84085.2159	84085	4.45E-04
102	0.5	82.02	20000	820200	82.02	83669.6752	83670	4.43E-04
103	0.5	82.52	20000	825200	82.52	83257.8052	83258	4.41E-04
104	0.5	83.02	20000	830200	83.02	82849.5634	82850	4.38E-04
105	0.5	83.52	20000	835200	83.52	82444.9078	82445	4.36E-04
106	0.5	84.02	20000	840200	84.02	82043.7970	82044	4.34E-04
107	0.5	84.52	20000	845200	84.52	81646.1903	81646	4.32E-04
108	0.5	85.02	20000	850200	85.02	81252.0473	81252	4.30E-04
109	0.5	85.52	20000	855200	85.52	80861.3281	80861	4.28E-04
110	0.5	86.02	20000	860200	86.02	80473.9934	80474	4.26E-04
111	0.5	86.52	20000	865200	86.52	80090.0044	80090	4.24E-04
112	0.5	87.02	20000	870200	87.02	79709.3228	79709	4.22E-04
113	0.5	87.52	20000	875200	87.52	79331.9107	79332	4.20E-04
114	0.5	88.02	20000	880200	88.02	78957.7308	78958	4.18E-04
115	0.5	88.52	20000	885200	88.52	78586.7463	78587	4.16E-04
116	0.5	89.02	20000	890200	89.02	78218.9207	78219	4.14E-04
117	0.5	89.52	20000	895200	89.52	77854.2181	77854	4.12E-04
118	0.5	90.02	20000	900200	90.02	77492.6031	77493	4.10E-04
119	0.5	90.52	20000	905200	90.52	77134.0406	77134	4.08E-04
120	0.5	91.02	20000	910200	91.02	76778.4962	76778	4.06E-04
121	0.5	91.52	20000	915200	91.52	76425.9356	76426	4.04E-04
122	0.5	92.02	20000	920200	92.02	76076.3252	76076	4.03E-04
123	0.5	92.52	20000	925200	92.52	75729.6319	75730	4.01E-04
124	0.5	93.02	20000	930200	93.02	75385.8227	75386	3.99E-04
125	0.5	93.52	20000	935200	93.52	75044.8654	75045	3.97E-04
126	0.5	94.02	20000	940200	94.02	74706.7280	74707	3.95E-04
127	0.5	94.52	20000	945200	94.52	74371.3789	74371	3.93E-04
128	0.5	95.02	20000	950200	95.02	74038.7871	74039	3.92E-04
129	0.5	95.52	20000	955200	95.52	73708.9217	73709	3.90E-04
130	0.5	96.02	20000	960200	96.02	73381.7525	73382	3.88E-04
131	0.5	96.52	20000	965200	96.52	73057.2496	73057	3.87E-04
132	0.5	97.02	20000	970200	97.02	72735.3833	72735	3.85E-04
133	0.5	97.52	20000	975200	97.52	72416.1246	72416	3.83E-04
134	0.5	98.02	20000	980200	98.02	72099.4446	72099	3.81E-04

2A.6								
i	pot. [m]	z C [m]	γ [N/m ³]	u0 [N/m ²]	zN [m]	$\Delta\sigma_v/q$	$\Delta\sigma_v$ [N/m ²]	$\Delta\delta$ [m]

134	0.5	98.02	20000	980200	98.02	72099.4446	72099	3.81E-04
135	0.5	98.52	20000	985200	98.52	71785.3150	71785	3.80E-04
136	0.5	99.02	20000	990200	99.02	71473.7077	71474	3.78E-04
137	0.5	99.52	20000	995200	99.52	71164.5950	71165	3.77E-04
138	0.5	100	20000	1E+06	100.02	70857.9497	70858	3.75E-04
139	0.5	100.5	20000	1E+06	100.52	70553.7447	70554	3.73E-04
140	0.5	101	20000	1E+06	101.02	70251.9535	70252	3.72E-04
141	0.5	101.5	20000	1E+06	101.52	69952.5497	69953	3.70E-04
142	0.5	102	20000	1E+06	102.02	69655.5075	69656	3.69E-04
143	0.5	102.5	20000	1E+06	102.52	69360.8012	69361	3.67E-04
144	0.5	103	20000	1E+06	103.02	69068.4056	69068	3.65E-04
145	0.5	103.5	20000	1E+06	103.52	68778.2958	68778	3.64E-04
146	0.5	104	20000	1E+06	104.02	68490.4471	68490	3.62E-04
147	0.5	104.5	20000	1E+06	104.52	68204.8352	68205	3.61E-04
148	0.5	105	20000	1E+06	105.02	67921.4363	67921	3.59E-04
149	0.5	105.5	20000	1E+06	105.52	67640.2265	67640	3.58E-04
150	0.5	106	20000	1E+06	106.02	67361.1825	67361	3.56E-04
151	0.5	106.5	20000	1E+06	106.52	67084.2812	67084	3.55E-04
152	0.5	107	20000	1E+06	107.02	66809.4999	66809	3.53E-04
153	0.5	107.5	20000	1E+06	107.52	66536.8161	66537	3.52E-04
154	0.5	108	20000	1E+06	108.02	66266.2076	66266	3.51E-04
155	0.5	108.5	20000	1E+06	108.52	65997.6525	65998	3.49E-04
156	0.5	109	20000	1E+06	109.02	65731.1291	65731	3.48E-04
157	0.5	109.5	20000	1E+06	109.52	65466.6161	65467	3.46E-04
158	0.5	110	20000	1E+06	110.02	65204.0924	65204	3.45E-04
159	0.5	110.5	20000	1E+06	110.52	64943.5372	64944	3.44E-04
160	0.5	111	20000	1E+06	111.02	64684.9300	64685	3.42E-04
161	0.5	111.5	20000	1E+06	111.52	64428.2504	64428	3.41E-04
162	0.5	112	20000	1E+06	112.02	64173.4784	64173	3.40E-04
163	0.5	112.5	20000	1E+06	112.52	63920.5943	63921	3.38E-04
164	0.5	113	20000	1E+06	113.02	63669.5786	63670	3.37E-04
165	0.5	113.5	20000	1E+06	113.52	63420.4118	63420	3.36E-04
166	0.5	114	20000	1E+06	114.02	63173.0751	63173	3.34E-04
167	0.5	114.5	20000	1E+06	114.52	62927.5496	62928	3.33E-04
168	0.5	115	20000	1E+06	115.02	62683.8168	62684	3.32E-04
169	0.5	115.5	20000	1E+06	115.52	62441.8583	62442	3.30E-04
170	0.5	116	20000	1E+06	116.02	62201.6560	62202	3.29E-04
171	0.5	116.5	20000	1E+06	116.52	61963.1921	61963	3.28E-04
172	0.5	117	20000	1E+06	117.02	61726.4489	61726	3.27E-04
173	0.5	117.5	20000	1E+06	117.52	61491.4090	61491	3.25E-04
174	0.5	118	20000	1E+06	118.02	61258.0551	61258	3.24E-04
175	0.5	118.5	20000	1E+06	118.52	61026.3704	61026	3.23E-04
176	0.5	119	20000	1E+06	119.02	60796.3380	60796	3.22E-04
177	0.5	119.5	20000	1E+06	119.52	60567.9413	60568	3.20E-04
178	0.5	120	20000	1E+06	120.02	60341.1639	60341	3.19E-04
179	0.5	120.5	20000	1E+06	120.52	60115.9898	60116	3.18E-04
180	0.5	121	20000	1E+06	121.02	59892.4029	59892	3.17E-04
181	0.5	121.5	20000	1E+06	121.52	59670.3874	59670	3.16E-04
182	0.5	122	20000	1E+06	122.02	59449.9278	59450	3.15E-04
183	0.5	122.5	20000	1E+06	122.52	59231.0087	59231	3.13E-04
184	0.5	123	20000	1E+06	123.02	59013.6150	59014	3.12E-04
185	0.5	123.5	20000	1E+06	123.52	58797.7315	58798	3.11E-04
186	0.5	124	20000	1E+06	124.02	58583.3435	58583	3.10E-04
187	0.5	124.5	20000	1E+06	124.52	58370.4363	58370	3.09E-04
188	0.5	125	20000	1E+06	125.02	58158.9954	58159	3.08E-04
189	0.5	125.5	20000	1E+06	125.52	57949.0067	57949	3.07E-04
190	0.5	126	20000	1E+06	126.02	57740.4558	57740	3.06E-04
191	0.5	126.5	20000	1E+06	126.52	57533.3290	57533	3.04E-04
192	0.5	127	20000	1E+06	127.02	57327.6124	57328	3.03E-04
193	0.5	127.5	20000	1E+06	127.52	57123.2924	57123	3.02E-04
194	0.5	128	20000	1E+06	128.02	56920.3556	56920	3.01E-04
195	0.5	128.5	20000	1E+06	128.52	56718.7887	56719	3.00E-04
196	0.5	129	20000	1E+06	129.02	56518.5785	56519	2.99E-04
197	0.5	129.5	20000	1E+06	129.52	56319.7121	56320	2.98E-04
198	0.5	130	20000	1E+06	130.02	56122.1767	56122	2.97E-04
			CEDIMENTO TOTALE				0.096	

Tabella 256 – Somma dei contributi e cedimento totale del rilevato in corrispondenza del punto centrale (ipotesi di simmetria del carico)

Centro	
Strato	Cedimento
2B_3	0.08
2B_5	0.12
2A_2	0.01
2A_4	0.04
2A_6	0.10
tot	0.35

Risultano quindi essere equiparabili i cedimenti ottenuti al centro della fondazione del rilevato, in quanto il modello numerico fornisce un valore di cedimento pari a circa 30 cm, mentre dal modello analitico si ottiene un valore di cedimento totale pari a 35 cm.

6.6. CEDIMENTI SISMICI DEI RILEVATI

Secondo quanto riportato all'interno della normativa NTD2014 al paragrafo C.1:

“...Ai valori sopra indicati sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga...”

Il valore di cedimento derivante dalle azioni sismiche viene ottenuto all'interno del capitolo 3.6 della presente relazione per ciascuna sezione di calcolo. Tali valori di cedimento risultano tutti superiori al minimo prescritto dalla normativa sopra citata.

Nel capitolo 3.6 viene effettuata una analisi di Newmark, questa viene dunque eseguita tramite il software SLOPE/W e QUAKE di GeoSlope, la comunione di tali due applicazioni permette di svolgere una analisi dinamica con modello lineare equivalente (QUAKE) per il rilevato in esame e successivamente applicare il metodo di Newmark (SLOPE/W) per valutare gli spostamenti sismici del corpo del rilevato.

I valori di cedimento massimo per ciascuna sezione di calcolo vengono riportati nella tabella seguente.

Tabella 257 – Massimo cedimento sismico per ognuna delle sezioni dei rilevati arginali

SEZIONE	Deformazione Vcomp max
[-]	[m]
1	0.186
2	0.115
3	0.104
4	0.033
5	0.055
6	0.078
7	0.142

6.7. CEDIMENTI POST SISMA DEI RILEVATI

Nel presente capitolo si andranno a stimare sia i cedimenti post sismici, sia i cedimenti a seguito dello sviluppo del fenomeno di liquefazione.

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi. Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e

stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto a seguito dell'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \Delta z_i$$

In cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i-esimo e Δz_i il suo spessore.

Il fenomeno della liquefazione è da escludersi, come affrontato e concluso per il progetto in esame all'interno del capitolo 2.5; nel caso in cui si ipotizzi che sottili livelli relativamente più deboli, nelle condizioni di verifica già esaminate, possano subire comunque fenomeni locali di liquefazione, pur non comportando l'instabilità globale, potrebbero generarsi dei cedimenti. Tali cedimenti post-liquefazione possono in questo scenario, seppur remoto, interessare le fondazioni dei rilevati.

Dalle analisi di rischio nei riguardi della liquefazione sono stati estratti i profili verticali in cui sono stati rilevati valori di F.S. (fattore di sicurezza alla liquefazione) inferiori a 1.00. Le sezioni che presentano tale eventualità sono:

- Sezione 2 (affidente al profilo geotecnico 1);
- Sezione 6 (affidente al profilo geotecnico 4);
- Sezione 7 (affidente al profilo geotecnico 3);

Vengono scartati gli stati con F.S. inferiore all'unità appartenenti a profondità superiori a 10-15 m, ovvero dove il rischio di liquefazione è nullo.

6.7.1. Metodo di valutazione di Idriss e Boulanger (2008) – Cedimenti post sismici

Nel presente paragrafo si vogliono valutare i cedimenti sviluppati dai terreni di fondazione dei rilevati arginali e dei manufatti nella condizione post sismica.

6.7.1.1. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e quindi verticale considerando il caso di condizioni edometriche) nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove SPT in funzione della resistenza SPT normalizzata e corretta $(N_1)_{60,cs}$. Secondo la formulazione di Idriss e Boulanger, 2008, tale espressione risulta essere pari a:

$$\varepsilon_v = 1.5 \exp \left(-0.369 \sqrt{(N_1)_{60,cs}} \right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

In cui γ_{max} è la deformazione di taglio indotta dall'azione sismica, determinabile in prima approssimazione con la relazione empirica:

$$\gamma_{max} = \frac{amax}{g} \sigma_{v0} r_d \frac{1}{G}$$

Dove G è il modulo di taglio dinamico corrispondente al livello stratigrafico trattato, $a_{max}=0.361$ g, σ_{v0} è lo stato tensionale totale in situ e r_d è espresso come:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$$

Dove M è la magnitudo pari a 6.05 e:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Implementando le formule precedenti è possibile quindi dedurre i cedimenti post sismici degli strati granulari (UG2A, mentre UG1A è trascurabile dato il numero esiguo di prove NSPT eseguite su tale terreno e lo spessore esiguo di tali strati), si sono presi in considerazione tutti i profili di Nspt disponibili all'interno del progetto.

Informazioni stratigrafiche									
sondaggio	granulometria	LITOLOGIA	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	Nspt	γ	σ_v	σ'_v
					[m]				
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	6.3	100	20	172	20
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	8.0	100	20	206	37
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	9.5	39	20	236	52
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	11.4	69	20	274	71
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	13.0	100	20	307	87
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	14.7	55	20	341	104
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	16.2	100	20	371	119
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	19.5	62	20	437	152
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	22.5	77	20	497	182
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	24.0	62	20	528	197
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	26.0	49	20	568	218
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	28.1	58	20	610	239
SIG1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	38.0	47	20	809	338
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	6.3	83	20	200	26
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	8.2	63	20	238	45
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	9.5	100	20	264	59
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	10.9	100	20	293	73
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	12.3	83	20	321	87
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	13.7	72	20	349	102
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	15.1	87	20	378	116
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	16.7	100	20	410	132
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	18.0	49	20	436	146

Informazioni stratigrafiche									
sondaggio	granulometria	LITOLOGIA	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	Nspt	γ	σ_v	σ'_v
					[m]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	19.6	43	20	468	162
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	21.3	81	20	502	179
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	22.7	73	20	531	194
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	26.8	71	20	613	235
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	28.6	100	20	650	254
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	30.5	64	20	689	273
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	33.0	80	20	739	299
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	34.7	41	20	774	316
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	36.8	63	20	816	338
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	38.0	66	20	840	350
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	40.1	46	20	883	371
SIG2	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	42.2	58	20	925	393
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	6.0	26	20	120	-20
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	8.5	53	20	170	5
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	11.5	51	20	230	35
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	13.0	50	20	260	50
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	15.5	22	20	310	75
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	17.0	35	20	340	90
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	21.5	39	20	430	135
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	25.0	41	20	500	170
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	28.0	80	20	560	200
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	30.0	77	20	600	220
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	34.5	50	20	690	265
SIG3	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	36.0	81	20	720	280
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	6.7	63	20	109	7
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	8.7	100	20	149	27
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	10.0	60	20	175	40
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	11.8	81	20	211	58
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	13.5	33	20	245	75
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	20.5	43	20	386	145
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	22.6	81	20	428	166

Informazioni stratigrafiche									
sondaggio	granulometria	LITOLOGIA	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	Nspt	γ	σ_v	σ'_v
					[m]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	25.0	74	20	476	190
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	27.2	100	20	520	212
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	30.2	39	20	580	242
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	32.4	72	20	624	264
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	34.6	83	20	668	286
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	36.0	82	20	696	301
SIG4	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	37.5	69	20	726	316
S1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	17	20	186	26
S1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.0	24	20	246	57
S1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.0	100	20	287	77
S1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	78	20	467	167
S1	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	24.0	90	20	528	197
S2	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	57	20	186	26
S2	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.0	100	20	246	57
S2	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.0	100	20	287	77
S2	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	78	20	467	167
S2	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	27.0	80	20	588	228
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	3.0	23	20	0	0
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	18	20	186	26
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.0	57	20	246	57
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.0	100	20	287	77
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	81	20	467	167
S3	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	25.0	100	20	548	208
S4	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	9	20	186	26
S4	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.0	27	20	246	57
S4	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.5	70	20	297	82
S4	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	58	20	467	167
S4	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	25.0	100	20	548	208
S5	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	21	20	186	26
S5	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.0	100	20	246	57
S5	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.0	82	20	287	77
S5	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	64	20	467	167
S5	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	25.5	71	20	558	213
S6	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	7.0	88	20	186	26
S6	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	10.4	12	20	254	61
S6	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	12.0	35	20	287	77
S6	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	21.0	63	20	467	167

Informazioni stratigrafiche									
sondaggio	granulometria	LITOLOGIA	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	Nspt	γ	σ_v	σ'_v
					[m]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]
S6	GHIAIA E SABBIA	2A	3	7	25.0	71	20	548	208
S7	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	7.1	6	20	117	11
S7	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	10.1	56	20	177	41
S7	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	12.1	73	20	217	61
S7	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	21.0	18	20	396	150
S7	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	25.0	34	20	476	190
S8	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	7.0	18	20	115	10
S8	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	10.0	61	20	175	40
S8	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	12.0	55	20	215	60
S8	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	20.5	35	20	386	145
S8	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	25.0	21	20	476	190
S9	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	7.0	36	20	140	-10
S9	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	10.0	96	20	200	20
S9	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	12.0	31	20	240	40
S9	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	21.0	51	20	420	130
S9	GHIAIA E SABBIA	2A	7	Scavo lato Sud	25.0	34	20	500	170
S10	GHIAIA E SABBIA	2A	5	4	7.0	34	20	110	25
S10	GHIAIA E SABBIA	2A	5	4	10.0	34	20	170	56
S10	GHIAIA E SABBIA	2A	5	4	12.0	66	20	210	76
S10	GHIAIA E SABBIA	2A	5	4	21.0	85	20	390	166
S10	GHIAIA E SABBIA	2A	5	4	25.6	34	20	482	212
S11	GHIAIA E SABBIA	2A	6	3	7.0	27	20	165	46
S11	GHIAIA E SABBIA	2A	6	3	10.0	9	20	225	76
S11	GHIAIA E SABBIA	2A	6	3	12.0	30	20	265	96
S11	GHIAIA E SABBIA	2A	6	3	21.0	41	20	445	186
S11	GHIAIA E SABBIA	2A	6	3	25.0	71	20	525	250
S12	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	7.0	37	20	214	33
S12	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	10.0	34	20	275	64
S12	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	12.0	19	20	315	84
S12	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	21.0	20	20	497	176
S12	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	25.5	31	20	588	222
S13	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	7.0	54	20	214	33
S13	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	9.0	13	20	254	53
S13	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	12.0	47	20	315	84
S13	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	21.0	20	20	497	176

Informazioni stratigrafiche									
sondaggio	granulometria	LITOLOGIA	Profilo geologico	Sezione di calcolo	z	Nspt	γ	σ_v	σ'_v
					[m]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]
S13	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	24.0	43	20	557	207
S14	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	7.0	24	20	214	33
S14	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	10.0	50	20	275	64
S14	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	12.0	62	20	315	84
S14	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	21.0	100	20	497	176
S14	GHIAIA E SABBIA	2A	1	2	25.0	17	20	578	217
S2_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	6.1	24	20	0	0
S2_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	12.1	43	20	217	61
S2_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	16.6	49	20	307	106
S2_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	30	100	20	576	240
S3_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	5	29	20	0	0
S3_PG	GHIAIA E SABBIA	2A	4	6	8	64	20	125	15

Informazioni stratigrafiche	Liao e Whitman 1986	Percentuale di fino	Youd e Idriss 2001			amax/g	M
sondaggio	N ₁₆₀	FC	α	β	N _{160cs}		
	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG1	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
SIG1	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
SIG1	40	20	3.61	1.08	47	0.36	6.05
SIG1	64	20	3.61	1.08	73	0.36	6.05
SIG1	86	20	3.61	1.08	97	0.36	6.05
SIG1	44	20	3.61	1.08	51	0.36	6.05
SIG1	76	20	3.61	1.08	86	0.36	6.05
SIG1	43	20	3.61	1.08	50	0.36	6.05
SIG1	49	20	3.61	1.08	56	0.36	6.05
SIG1	38	20	3.61	1.08	45	0.36	6.05
SIG1	29	20	3.61	1.08	35	0.36	6.05
SIG1	33	20	3.61	1.08	39	0.36	6.05
SIG1	22	20	3.61	1.08	28	0.36	6.05
SIG2	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
SIG2	70	20	3.61	1.08	80	0.36	6.05
SIG2	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05

Informazioni stratigrafiche	Liao e Whitman 1986	Percentuale di fino	Youd e Idriss 2001			amax/g	M
sondaggio	N ₁₆₀	FC	α	β	N _{160cs}		
	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG2	95	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
SIG2	74	20	3.61	1.08	83	0.36	6.05
SIG2	60	20	3.61	1.08	69	0.36	6.05
SIG2	69	20	3.61	1.08	78	0.36	6.05
SIG2	75	20	3.61	1.08	85	0.36	6.05
SIG2	35	20	3.61	1.08	42	0.36	6.05
SIG2	29	20	3.61	1.08	35	0.36	6.05
SIG2	53	20	3.61	1.08	61	0.36	6.05
SIG2	46	20	3.61	1.08	53	0.36	6.05
SIG2	41	20	3.61	1.08	48	0.36	6.05
SIG2	56	20	3.61	1.08	64	0.36	6.05
SIG2	34	20	3.61	1.08	41	0.36	6.05
SIG2	41	20	3.61	1.08	48	0.36	6.05
SIG2	20	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
SIG2	30	20	3.61	1.08	36	0.36	6.05
SIG2	31	20	3.61	1.08	37	0.36	6.05
SIG2	21	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
SIG2	26	20	3.61	1.08	32	0.36	6.05
SIG3	35	20	3.61	1.08	41	0.36	6.05
SIG3	58	20	3.61	1.08	66	0.36	6.05
SIG3	47	20	3.61	1.08	55	0.36	6.05
SIG3	43	20	3.61	1.08	50	0.36	6.05
SIG3	17	20	3.61	1.08	22	0.36	6.05
SIG3	26	20	3.61	1.08	32	0.36	6.05
SIG3	25	20	3.61	1.08	31	0.36	6.05
SIG3	25	20	3.61	1.08	30	0.36	6.05
SIG3	45	20	3.61	1.08	52	0.36	6.05
SIG3	42	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05
SIG3	25	20	3.61	1.08	31	0.36	6.05
SIG3	40	20	3.61	1.08	46	0.36	6.05
SIG4	79	20	3.61	1.08	89	0.36	6.05
SIG4	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
SIG4	60	20	3.61	1.08	68	0.36	6.05
SIG4	74	20	3.61	1.08	83	0.36	6.05
SIG4	28	20	3.61	1.08	34	0.36	6.05
SIG4	29	20	3.61	1.08	35	0.36	6.05

Informazioni stratigrafiche	Liao e Whitman 1986	Percentuale di fino	Youd e Idriss 2001			amax/g	M
sondaggio	N ₁₆₀	FC	α	β	N _{160cs}		
	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SIG4	51	20	3.61	1.08	59	0.36	6.05
SIG4	44	20	3.61	1.08	51	0.36	6.05
SIG4	57	20	3.61	1.08	65	0.36	6.05
SIG4	21	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
SIG4	37	20	3.61	1.08	44	0.36	6.05
SIG4	41	20	3.61	1.08	48	0.36	6.05
SIG4	40	20	3.61	1.08	47	0.36	6.05
SIG4	33	20	3.61	1.08	39	0.36	6.05
S1	21	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
S1	24	20	3.61	1.08	30	0.36	6.05
S1	90	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S1	51	20	3.61	1.08	59	0.36	6.05
S1	55	20	3.61	1.08	63	0.36	6.05
S2	70	20	3.61	1.08	79	0.36	6.05
S2	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S2	90	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S2	51	20	3.61	1.08	59	0.36	6.05
S2	46	20	3.61	1.08	53	0.36	6.05
S3	45	20	3.61	1.08	52	0.36	6.05
S3	22	20	3.61	1.08	27	0.36	6.05
S3	57	20	3.61	1.08	65	0.36	6.05
S3	90	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S3	53	20	3.61	1.08	61	0.36	6.05
S3	60	20	3.61	1.08	68	0.36	6.05
S4	11	20	3.61	1.08	15	0.36	6.05
S4	27	20	3.61	1.08	33	0.36	6.05
S4	62	20	3.61	1.08	70	0.36	6.05
S4	38	20	3.61	1.08	45	0.36	6.05
S4	60	20	3.61	1.08	68	0.36	6.05
S5	26	20	3.61	1.08	31	0.36	6.05
S5	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S5	74	20	3.61	1.08	84	0.36	6.05
S5	42	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05
S5	42	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05
S6	100	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S6	12	20	3.61	1.08	16	0.36	6.05

Informazioni stratigrafiche	Liao e Whitman 1986	Percentuale di fino	Youd e Idriss 2001			amax/g	M
sondaggio	N ₁₆₀	FC	α	β	N _{160cs}		
	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S6	32	20	3.61	1.08	38	0.36	6.05
S6	42	20	3.61	1.08	48	0.36	6.05
S6	43	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05
S7	7	20	3.61	1.08	11	0.36	6.05
S7	56	20	3.61	1.08	64	0.36	6.05
S7	66	20	3.61	1.08	74	0.36	6.05
S7	12	20	3.61	1.08	16	0.36	6.05
S7	20	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
S8	22	20	3.61	1.08	27	0.36	6.05
S8	61	20	3.61	1.08	69	0.36	6.05
S8	50	20	3.61	1.08	57	0.36	6.05
S8	23	20	3.61	1.08	29	0.36	6.05
S8	13	20	3.61	1.08	17	0.36	6.05
S9	44	20	3.61	1.08	51	0.36	6.05
S9	96	20	3.61	1.08	100	0.36	6.05
S9	28	20	3.61	1.08	34	0.36	6.05
S9	34	20	3.61	1.08	40	0.36	6.05
S9	20	20	3.61	1.08	26	0.36	6.05
S10	42	20	3.61	1.08	48	0.36	6.05
S10	34	20	3.61	1.08	40	0.36	6.05
S10	60	20	3.61	1.08	68	0.36	6.05
S10	56	20	3.61	1.08	64	0.36	6.05
S10	20	20	3.61	1.08	25	0.36	6.05
S11	33	20	3.61	1.08	39	0.36	6.05
S11	9	20	3.61	1.08	13	0.36	6.05
S11	27	20	3.61	1.08	33	0.36	6.05
S11	27	20	3.61	1.08	33	0.36	6.05
S11	43	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05
S12	45	20	3.61	1.08	52	0.36	6.05
S12	34	20	3.61	1.08	40	0.36	6.05
S12	17	20	3.61	1.08	22	0.36	6.05
S12	13	20	3.61	1.08	18	0.36	6.05
S12	18	20	3.61	1.08	23	0.36	6.05
S13	66	20	3.61	1.08	75	0.36	6.05
S13	14	20	3.61	1.08	19	0.36	6.05
S13	42	20	3.61	1.08	49	0.36	6.05

Informazioni stratigrafiche	Liao e Whitman 1986	Percentuale di fino	Youd e Idriss 2001			amax/g	M
sondaggio	N ₁₆₀	FC	α	β	N _{160cs}		
	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S13	13	20	3.61	1.08	18	0.36	6.05
S13	26	20	3.61	1.08	32	0.36	6.05
S14	29	20	3.61	1.08	35	0.36	6.05
S14	50	20	3.61	1.08	58	0.36	6.05
S14	56	20	3.61	1.08	64	0.36	6.05
S14	66	20	3.61	1.08	75	0.36	6.05
S14	10	20	3.61	1.08	15	0.36	6.05
S2_PG	32	20	3.61	1.08	38	0.36	6.05
S2_PG	39	20	3.61	1.08	45	0.36	6.05
S2_PG	37	20	3.61	1.08	43	0.36	6.05
S2_PG	54	20	3.61	1.08	62	0.36	6.05
S3_PG	45	20	3.61	1.08	53	0.36	6.05
S3_PG	75	20	3.61	1.08	85	0.36	6.05

Info. Strat.	Deformazione a taglio massima							Def. verticale	Cedimenti indotti dall'azione sismica		
sondaggio	α (rd)	β (rd)	γ max	rd	Vs	G0	E'	ϵ_v	s	Σs	Σs
	[-]	[-]	[%]	[-]	[m/s]	[kPa]	[MPa]	[-]	[m]	[m]	[mm]
SIG1	-1.12	0.12	0.0206	0.6630	316	200000	50	7.73E-06	1.16E-05	1.16E-05	0.01
SIG1	-1.13	0.12	0.0247	0.6623	316	200000	50	9.23E-06	1.39E-05	2.54E-05	0.03
SIG1	-1.13	0.12	0.0235	0.6618	346	240000	60	2.82E-05	4.22E-05	6.77E-05	0.07
SIG1	-1.13	0.12	0.0273	0.6610	346	240000	60	1.76E-05	2.63E-05	9.40E-05	0.09
SIG1	-1.13	0.12	0.0305	0.6604	346	240000	60	1.21E-05	1.82E-05	1.12E-04	0.11
SIG1	-1.14	0.12	0.0338	0.6598	346	240000	60	3.59E-05	5.39E-05	1.66E-04	0.17
SIG1	-1.14	0.12	0.0368	0.6592	346	240000	60	1.80E-05	2.70E-05	1.93E-04	0.19
SIG1	-1.15	0.12	0.0433	0.6580	346	240000	60	4.82E-05	7.23E-05	2.65E-04	0.27
SIG1	-1.15	0.12	0.0491	0.6569	346	240000	60	4.61E-05	6.92E-05	3.35E-04	0.33
SIG1	-1.15	0.12	0.0521	0.6563	346	240000	60	6.64E-05	9.97E-05	4.34E-04	0.43
SIG1	-1.16	0.12	0.0560	0.6556	346	240000	60	9.59E-05	1.44E-04	5.78E-04	0.58
SIG1	-1.16	0.12	0.0601	0.6548	346	240000	60	9.07E-05	1.36E-04	7.14E-04	0.71
SIG1	-1.18	0.12	0.0528	0.6512	424	360000	90	1.14E-04	1.71E-04	8.85E-04	0.88
SIG2	-1.12	0.12	0.0239	0.6630	316	200000	50	8.96E-06	1.34E-05	1.34E-05	0.01

Info. Strat.	Deformazione a taglio massima							Def. verticale	Cedimenti indotti dall'azione sismica		
sondaggio	α (rd)	β (rd)	γ_{max}	rd	Vs	G0	E'	ϵ_v	s	Σs	Σs
	[-]	[-]	[%]	[-]	[m/s]	[kPa]	[MPa]	[-]	[m]	[m]	[mm]
SIG2	-1.13	0.12	0.0219	0.6622	361	260000	65	1.22E-05	1.83E-05	3.17E-05	0.03
SIG2	-1.13	0.12	0.0243	0.6618	361	260000	65	9.10E-06	1.37E-05	4.54E-05	0.05
SIG2	-1.13	0.12	0.0269	0.6612	361	260000	65	1.01E-05	1.51E-05	6.05E-05	0.06
SIG2	-1.13	0.12	0.0294	0.6607	361	260000	65	1.52E-05	2.28E-05	8.33E-05	0.08
SIG2	-1.14	0.12	0.0320	0.6602	361	260000	65	2.25E-05	3.38E-05	1.17E-04	0.12
SIG2	-1.14	0.12	0.0346	0.6597	361	260000	65	1.99E-05	2.98E-05	1.47E-04	0.15
SIG2	-1.14	0.12	0.0375	0.6591	361	260000	65	1.89E-05	2.83E-05	1.75E-04	0.18
SIG2	-1.14	0.12	0.0399	0.6586	361	260000	65	5.53E-05	8.29E-05	2.58E-04	0.26
SIG2	-1.15	0.12	0.0428	0.6580	361	260000	65	7.13E-05	1.07E-04	3.65E-04	0.37
SIG2	-1.15	0.12	0.0458	0.6574	361	260000	65	3.85E-05	5.78E-05	4.23E-04	0.42
SIG2	-1.15	0.12	0.0484	0.6568	361	260000	65	4.90E-05	7.35E-05	4.96E-04	0.50
SIG2	-1.16	0.12	0.0453	0.6553	400	320000	80	5.30E-05	7.95E-05	5.76E-04	0.58
SIG2	-1.16	0.12	0.0480	0.6546	400	320000	80	3.80E-05	5.70E-05	6.33E-04	0.63
SIG2	-1.16	0.12	0.0508	0.6539	400	320000	80	7.26E-05	1.09E-04	7.42E-04	0.74
SIG2	-1.17	0.12	0.0545	0.6530	400	320000	80	6.36E-05	9.54E-05	8.37E-04	0.84
SIG2	-1.17	0.12	0.0569	0.6524	400	320000	80	1.32E-04	1.98E-04	1.03E-03	1.03
SIG2	-1.17	0.12	0.0505	0.6516	436	380000	95	8.18E-05	1.23E-04	1.16E-03	1.16
SIG2	-1.18	0.12	0.0520	0.6512	436	380000	95	8.18E-05	1.23E-04	1.28E-03	1.28
SIG2	-1.18	0.12	0.0545	0.6504	436	380000	95	1.23E-04	1.84E-04	1.46E-03	1.46
SIG2	-1.18	0.12	0.0571	0.6496	436	380000	95	1.08E-04	1.62E-04	1.63E-03	1.63
SIG3	-1.12	0.12	0.0144	0.6631	316	200000	50	2.03E-05	3.05E-05	3.05E-05	0.03
SIG3	-1.13	0.12	0.0203	0.6621	316	200000	50	1.51E-05	2.27E-05	5.31E-05	0.05
SIG3	-1.13	0.12	0.0229	0.6610	346	240000	60	2.25E-05	3.37E-05	8.69E-05	0.09
SIG3	-1.13	0.12	0.0258	0.6604	346	240000	60	2.84E-05	4.25E-05	1.29E-04	0.13
SIG3	-1.14	0.12	0.0308	0.6595	346	240000	60	8.11E-05	1.22E-04	2.51E-04	0.25
SIG3	-1.14	0.12	0.0337	0.6589	346	240000	60	6.33E-05	9.50E-05	3.46E-04	0.35
SIG3	-1.15	0.12	0.0364	0.6573	374	280000	70	7.00E-05	1.05E-04	4.51E-04	0.45
SIG3	-1.15	0.12	0.0423	0.6560	374	280000	70	8.37E-05	1.26E-04	5.77E-04	0.58
SIG3	-1.16	0.12	0.0473	0.6549	374	280000	70	4.94E-05	7.41E-05	6.51E-04	0.65
SIG3	-1.16	0.12	0.0506	0.6541	374	280000	70	5.80E-05	8.71E-05	7.38E-04	0.74
SIG3	-1.17	0.12	0.0508	0.6524	400	320000	80	9.90E-05	1.48E-04	8.86E-04	0.89
SIG3	-1.17	0.12	0.0530	0.6519	400	320000	80	6.45E-05	9.68E-05	9.83E-04	0.98
SIG4	-1.12	0.12	0.0130	0.6628	316	200000	50	6.05E-06	9.08E-06	9.08E-06	0.01
SIG4	-1.13	0.12	0.0178	0.6621	316	200000	50	6.67E-06	1.00E-05	1.91E-05	0.02
SIG4	-1.13	0.12	0.0174	0.6616	346	240000	60	1.24E-05	1.85E-05	3.76E-05	0.04
SIG4	-1.13	0.12	0.0210	0.6609	346	240000	60	1.09E-05	1.63E-05	5.39E-05	0.05

Info. Strat.	Deformazione a taglio massima							Def. verticale	Cedimenti indotti dall'azione sismica		
sondaggio	α (rd)	β (rd)	γ_{max}	rd	Vs	G0	E'	ϵ_v	s	Σs	Σs
	[-]	[-]	[%]	[-]	[m/s]	[kPa]	[MPa]	[-]	[m]	[m]	[mm]
SIG4	-1.14	0.12	0.0244	0.6603	346	240000	60	4.29E-05	6.43E-05	1.18E-04	0.12
SIG4	-1.15	0.12	0.0327	0.6576	374	280000	70	5.58E-05	8.38E-05	2.02E-04	0.20
SIG4	-1.15	0.12	0.0362	0.6569	374	280000	70	3.19E-05	4.79E-05	2.50E-04	0.25
SIG4	-1.15	0.12	0.0402	0.6560	374	280000	70	4.28E-05	6.42E-05	3.14E-04	0.31
SIG4	-1.16	0.12	0.0439	0.6551	374	280000	70	3.34E-05	5.01E-05	3.64E-04	0.36
SIG4	-1.16	0.12	0.0360	0.6540	436	380000	95	8.15E-05	1.22E-04	4.86E-04	0.49
SIG4	-1.17	0.12	0.0387	0.6532	436	380000	95	5.05E-05	7.57E-05	5.62E-04	0.56
SIG4	-1.17	0.12	0.0414	0.6524	436	380000	95	4.78E-05	7.17E-05	6.34E-04	0.63
SIG4	-1.17	0.12	0.0431	0.6519	436	380000	95	5.18E-05	7.77E-05	7.11E-04	0.71
SIG4	-1.18	0.12	0.0449	0.6513	436	380000	95	6.70E-05	1.00E-04	8.12E-04	0.81
S1	-1.12	0.12	0.0223	0.6627	316	200000	50	5.08E-05	1.53E-04	1.53E-04	0.15
S1	-1.13	0.12	0.0245	0.6616	346	240000	60	4.95E-05	1.49E-04	3.01E-04	0.30
S1	-1.13	0.12	0.0285	0.6608	346	240000	60	1.07E-05	3.20E-05	3.33E-04	0.33
S1	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	4.05E-05	1.22E-04	4.55E-04	0.45
S1	-1.15	0.12	0.0521	0.6563	346	240000	60	4.16E-05	1.25E-04	5.80E-04	0.58
S2	-1.12	0.12	0.0223	0.6627	316	200000	50	1.26E-05	3.79E-05	3.79E-05	0.04
S2	-1.13	0.12	0.0245	0.6616	346	240000	60	9.18E-06	2.76E-05	6.55E-05	0.07
S2	-1.13	0.12	0.0285	0.6608	346	240000	60	1.07E-05	3.20E-05	9.75E-05	0.10
S2	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	4.05E-05	1.22E-04	2.19E-04	0.22
S2	-1.16	0.12	0.0579	0.6552	346	240000	60	5.90E-05	1.77E-04	3.96E-04	0.40
S3	-1.12	0.12	0.0000	0.6642	316	200000	50	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00
S3	-1.12	0.12	0.0186	0.6627	346	240000	60	4.04E-05	1.21E-04	1.21E-04	0.12
S3	-1.13	0.12	0.0245	0.6616	346	240000	60	1.87E-05	5.61E-05	1.77E-04	0.18
S3	-1.13	0.12	0.0285	0.6608	346	240000	60	1.07E-05	3.20E-05	2.09E-04	0.21
S3	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	3.85E-05	1.16E-04	3.25E-04	0.33
S3	-1.15	0.12	0.0540	0.6560	346	240000	60	3.85E-05	1.15E-04	4.40E-04	0.44
S4	-1.12	0.12	0.0223	0.6627	316	200000	50	7.82E-05	2.35E-04	2.35E-04	0.23
S4	-1.13	0.12	0.0245	0.6616	346	240000	60	4.45E-05	1.33E-04	3.68E-04	0.37
S4	-1.13	0.12	0.0295	0.6606	346	240000	60	2.00E-05	6.01E-05	4.28E-04	0.43
S4	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	5.84E-05	1.75E-04	6.03E-04	0.60
S4	-1.15	0.12	0.0540	0.6560	346	240000	60	3.85E-05	1.15E-04	7.19E-04	0.72
S5	-1.12	0.12	0.0223	0.6627	316	200000	50	4.24E-05	1.27E-04	1.27E-04	0.13
S5	-1.13	0.12	0.0245	0.6616	346	240000	60	9.18E-06	2.76E-05	1.55E-04	0.15
S5	-1.13	0.12	0.0285	0.6608	346	240000	60	1.47E-05	4.40E-05	1.99E-04	0.20
S5	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	5.21E-05	1.56E-04	3.55E-04	0.35
S5	-1.16	0.12	0.0550	0.6558	346	240000	60	6.24E-05	1.87E-04	5.42E-04	0.54

Info. Strat.	Deformazione a taglio massima							Def. verticale	Cedimenti indotti dall'azione sismica		
sondaggio	α (rd)	β (rd)	γ_{max}	rd	Vs	G0	E'	ϵ_v	s	Σs	Σs
	[-]	[-]	[%]	[-]	[m/s]	[kPa]	[MPa]	[-]	[m]	[m]	[mm]
S6	-1.12	0.12	0.0223	0.6627	316	200000	50	8.34E-06	2.50E-05	2.50E-05	0.03
S6	-1.13	0.12	0.0253	0.6614	346	240000	60	8.56E-05	2.57E-04	2.82E-04	0.28
S6	-1.13	0.12	0.0285	0.6608	346	240000	60	4.43E-05	1.33E-04	4.15E-04	0.41
S6	-1.15	0.12	0.0462	0.6575	346	240000	60	5.31E-05	1.59E-04	5.74E-04	0.57
S6	-1.15	0.12	0.0540	0.6560	346	240000	60	6.04E-05	1.81E-04	7.55E-04	0.76
S7	-1.12	0.12	0.0117	0.6627	346	240000	60	5.02E-05	1.51E-04	1.51E-04	0.15
S7	-1.13	0.12	0.0176	0.6615	346	240000	60	1.39E-05	4.17E-05	1.92E-04	0.19
S7	-1.13	0.12	0.0216	0.6608	346	240000	60	1.34E-05	4.03E-05	2.32E-04	0.23
S7	-1.15	0.12	0.0391	0.6575	346	240000	60	1.31E-04	3.94E-04	6.27E-04	0.63
S7	-1.15	0.12	0.0469	0.6560	346	240000	60	1.09E-04	3.27E-04	9.54E-04	0.95
S8	-1.12	0.12	0.0115	0.6627	346	240000	60	2.50E-05	7.49E-05	7.49E-05	0.07
S8	-1.13	0.12	0.0174	0.6616	346	240000	60	1.21E-05	3.62E-05	1.11E-04	0.11
S8	-1.13	0.12	0.0214	0.6608	346	240000	60	1.97E-05	5.91E-05	1.70E-04	0.17
S8	-1.15	0.12	0.0381	0.6576	346	240000	60	7.87E-05	2.36E-04	4.06E-04	0.41
S8	-1.15	0.12	0.0469	0.6560	346	240000	60	1.53E-04	4.58E-04	8.64E-04	0.86
S9	-1.12	0.12	0.0167	0.6627	316	200000	50	1.80E-05	5.39E-05	5.39E-05	0.05
S9	-1.13	0.12	0.0199	0.6616	346	240000	60	7.45E-06	2.24E-05	7.63E-05	0.08
S9	-1.13	0.12	0.0239	0.6608	346	240000	60	4.18E-05	1.26E-04	2.02E-04	0.20
S9	-1.15	0.12	0.0356	0.6575	374	280000	70	5.18E-05	1.56E-04	3.57E-04	0.36
S9	-1.15	0.12	0.0423	0.6560	374	280000	70	9.81E-05	2.94E-04	6.52E-04	0.65
S10	-1.12	0.12	0.0119	0.6627	332	220000	55	1.37E-05	4.11E-05	4.11E-05	0.04
S10	-1.13	0.12	0.0127	0.6616	400	320000	80	1.82E-05	5.47E-05	9.58E-05	0.10
S10	-1.13	0.12	0.0156	0.6608	400	320000	80	1.12E-05	3.36E-05	1.29E-04	0.13
S10	-1.15	0.12	0.0289	0.6575	400	320000	80	2.26E-05	6.77E-05	1.97E-04	0.20
S10	-1.16	0.12	0.0317	0.6557	424	360000	90	7.43E-05	2.23E-04	4.20E-04	0.42
S11	-1.12	0.12	0.0198	0.6627	316	200000	50	2.94E-05	8.82E-05	8.82E-05	0.09
S11	-1.13	0.12	0.0269	0.6616	316	200000	50	1.05E-04	3.15E-04	4.03E-04	0.40
S11	-1.13	0.12	0.0243	0.6608	361	260000	65	4.40E-05	1.32E-04	5.35E-04	0.53
S11	-1.15	0.12	0.0406	0.6575	361	260000	65	7.36E-05	2.21E-04	7.56E-04	0.76
S11	-1.15	0.12	0.0389	0.6560	400	320000	80	4.35E-05	1.30E-04	8.86E-04	0.89
S12	-1.12	0.12	0.0256	0.6627	316	200000	50	2.66E-05	7.97E-05	7.97E-05	0.08
S12	-1.13	0.12	0.0252	0.6616	361	260000	65	3.63E-05	1.09E-04	1.89E-04	0.19
S12	-1.13	0.12	0.0289	0.6608	361	260000	65	7.64E-05	2.29E-04	4.18E-04	0.42
S12	-1.15	0.12	0.0453	0.6575	361	260000	65	1.43E-04	4.29E-04	8.47E-04	0.85
S12	-1.16	0.12	0.0391	0.6558	422	356000	89	9.83E-05	2.95E-04	1.14E-03	1.14
S13	-1.12	0.12	0.0256	0.6627	316	200000	50	1.58E-05	4.74E-05	4.74E-05	0.05

Info. Strat.	Deformazione a taglio massima							Def. verticale	Cedimenti indotti dall'azione sismica		
sondaggio	$\alpha(\text{rd})$	$\beta(\text{rd})$	γ_{max}	rd	V_s	G_0	E'	ε_v	s	Σs	Σs
	[-]	[-]	[%]	[-]	[m/s]	[kPa]	[MPa]	[-]	[m]	[m]	[mm]
S13	-1.13	0.12	0.0234	0.6619	361	260000	65	7.17E-05	2.15E-04	2.62E-04	0.26
S13	-1.13	0.12	0.0289	0.6608	361	260000	65	3.24E-05	9.71E-05	3.60E-04	0.36
S13	-1.15	0.12	0.0453	0.6575	361	260000	65	1.43E-04	4.29E-04	7.89E-04	0.79
S13	-1.15	0.12	0.0413	0.6563	400	320000	80	7.67E-05	2.30E-04	1.02E-03	1.02
S14	-1.12	0.12	0.0256	0.6627	316	200000	50	4.29E-05	1.29E-04	1.29E-04	0.13
S14	-1.13	0.12	0.0252	0.6616	361	260000	65	2.30E-05	6.90E-05	1.98E-04	0.20
S14	-1.13	0.12	0.0289	0.6608	361	260000	65	2.26E-05	6.79E-05	2.66E-04	0.27
S14	-1.15	0.12	0.0453	0.6575	361	260000	65	2.79E-05	8.38E-05	3.49E-04	0.35
S14	-1.15	0.12	0.0427	0.6560	400	320000	80	1.57E-04	4.70E-04	8.19E-04	0.82
S2_PG	-1.12	0.12	0.0000	0.6630	346	240000	60	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00
S2_PG	-1.13	0.12	0.0216	0.6608	346	240000	60	2.70E-05	1.08E-04	1.08E-04	0.11
S2_PG	-1.14	0.12	0.0305	0.6591	346	240000	60	4.02E-05	1.61E-04	2.69E-04	0.27
S2_PG	-1.16	0.12	0.0358	0.6541	436	380000	95	2.94E-05	1.18E-04	3.86E-04	0.39
S3_PG	-1.12	0.12	0.0000	0.6636	346	240000	60	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00
S3_PG	-1.13	0.12	0.0125	0.6625	346	240000	60	6.25E-06	1.88E-05	1.88E-05	0.02

Come si vede dalla tabella precedente, il valore dedotto di cedimenti post sismici per ogni singolo profilo verticale investigato non supera i 2 mm, per cui tali cedimenti possono considerarsi trascurabili.

6.7.1.2. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici

I cedimenti post sismici possono insorgere anche in terreni coesivi considerati soffici o altamente plastici, nel caso in esame la prevalenza degli strati argillosi appartenenti alla UG2B presentano un valore di C_{udi} molto superiore a 70 kPa e valori di V_s , velocità delle onde di taglio rilevate tramite prove MASW e Down-Hole, superiori a 180 m/s, per tale motivo si può escludere la presenza di depositi coesivi soffici a meno di alcuni dati puntuali non considerati significativi.

Inoltre l'indice di plasticità medio del complesso di tali strati argillosi risulta essere di poco inferiore al 30%, livello per il quale si può escludere il comportamento altamente plastico di tali terreni.

A valle delle deduzioni sopra riportate si può affermare che si possono trascurare gli eventuali cedimenti post sismici degli strati argillosi appartenenti alla UG2B.

6.7.2. Metodo di valutazione di Idriss e Boulanger (2008) – Cedimenti post-liquefazione

La stima dei cedimenti verticali post-liquefazione S_v è stata eseguita a partire dai risultati delle prove CPT ed SPT secondo le procedure proposte da Idriss and Boulanger (2008) sulla base delle relazioni inizialmente sviluppate da Ishihara e Yoshimine (1992) che, sulla base di numerose prove di laboratorio, osservarono come le deformazioni volumetriche ε_v , che hanno luogo durante la riconsolidazione post-liquefazione dei campioni di sabbia siano correlabili direttamente alle deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento (carico ciclico non drenato) γ_{\max} e alla densità relativa D_R del campione. Gli stessi autori hanno inoltre osservato come le deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento siano correlabili al coefficiente di sicurezza alla liquefazione FL e alla densità relativa del terreno.

Combinando tali relazioni si ha (Yoshimine et al., 2006; Idriss and Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(-0.369 \cdot ((N_1)_{60cs})^{0.5}\right) \cdot \min(0.08; \gamma_{\max})$$

dove, posti

$$F_\alpha = 0.032 + 0.69 \cdot ((N_1)_{60cs})^{0.5} - 0.13 \cdot (N_1)_{60cs}$$

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(11 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{46} \right)^{0.5} \right)^3 \geq 0$$

per $FL > 2$ $\gamma_{\max} = 0$; per $FL < F_\alpha$ $\gamma_{\max} = \gamma_{lim}$ e per $2 > FL > F_\alpha$ γ_{\max} è dato dalla seguente espressione:

$$\gamma_{\max} = \min\left(\gamma_{lim}, 0.035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_\alpha}{FL - F_\alpha} \right)\right)$$

I cedimenti post-liquefazione sono dati dall'integrazione lungo la verticale considerata delle deformazioni verticali, calcolate con le relazioni sopra esposte:

$$ced_{tot} = \sum_{j=1}^n (\varepsilon_v / 100) \cdot h_j$$

Dove h_j è lo spessore di ciascuno degli strati potenzialmente liquefacibili in metri.

Si ottiene dunque:

Tabella 258 – Profilo geotecnico 1 – stima dei cedimenti post liquefazione

PROFILO	1	Idriss and Boulanger (2008)						
z(m)	F.L.	N1(60)	F α	γ_{lim}	γ_{\max}	ε_v (%)	Δced_{tot} (cm)	ced,tot (cm)
12	0.48	22.13	0.40	0.12	0.12	0.02	0.021147	
21	0.685831	17.86	0.63	0.20	0.20	0.03	0.025226	
9	0.28	18.50	0.59	0.19	0.12	0.00	0	

21	0.685831	17.86	0.63	0.20	0.20	0.03	0.025226	0.08
----	----------	-------	------	------	------	------	----------	------

Tabella 259 – Profilo geotecnico 3 – stima dei cedimenti post liquefazione

PROFILO	3	Idriss and Boulanger (2008)						
z(m)	F.L.	N1(60)	F α	γ_{lim}	γ_{max}	ε_v (%)	$\Delta_{ced,tot}$ (cm)	ced,tot (cm)
6	0.39	25.00	0.23	0.09	0.09	0.02	0.018963	
7	0.53	25.00	0.23	0.09	0.09	0.02	0.018963	
8	0.69	25.00	0.23	0.09	0.08	0.02	0.018428	
9	0.96	25.00	0.23	0.09	0.04	0.01	0.009017	0.07

Tabella 260 – Profilo geotecnico 4 – stima dei cedimenti post liquefazione

PROFILO	4	Idriss and Boulanger (2008)						
z(m)	F.L.	N1(60)	F α	γ_{lim}	γ_{max}	ε_v (%)	$\Delta_{ced,tot}$ (cm)	ced,tot (cm)
7.1	0.08	11.00	0.89	0.42	0.09	0.00	0	
21	0.67	16.00	0.71	0.25	0.09	0.00	0	
7	0.19	27.00	0.11	0.07	0.07	0.02	0.045763	
25	0.84	17.00	0.67	0.22	0.08	0.03	0.182485	0.23

Tali cedimenti sono considerati ammissibili per l'opera in esame.

6.8. CONSIDERAZIONI FINALI

Nella presente relazione di calcolo si sono analizzati i cedimenti che andranno ad evolvere durante la costruzione dei rilevati e nella fase di esercizio a lungo termine, ovvero fino a 100 anni dalla costruzione.

Nella tabella seguente si riportano brevemente i risultati dell'analisi in termini di cedimenti massimi di lungo termine (calcolati al piano di fondazione dei rilevati), ovvero ricavati come la differenza tra i cedimenti totali e i cedimenti a consolidazione terminata. La consolidazione analizzata è sia primaria che secondaria negli strati argillosi.

Sezione di calcolo	Cedimento Totale	Cedimento Breve Termine	Cedimento residuo stimato - fase di esercizio (valutato alla base)
[-]	[m]	[m]	[m]
1	-0.68	-0.55	-0.13
2	-1.05	-0.92	-0.13
3	-0.49	-0.47	-0.02
4	-0.165	-0.11	-0.054
5	-0.41	-0.34	-0.07
6	-0.82	-0.67	-0.15
7	-0.3	-0.27	-0.03
S14	-1	-0.88	-0.12
S2_PG/S7	-0.92	-0.79	-0.13
Manufatto C	-0.55	-0.38	-0.17

Come si vede i cedimenti in fase di esercizio (riferiti al piano di fondazione dei rilevati d'argine) si mantengono tutti compresi tra 0.02 e 0.15 m, valori che risultano essere accettabili in termini funzionali. Non si evincono inoltre cedimenti differenziali consistenti tra sezioni arginali adiacenti.

Inoltre si considerano ammissibili i cedimenti indotti dalla liquefazione.

Infine si è valutato il danno sui fabbricati più prossimi al bacino di subsidenza della vasca di espansione, tutti i fabbricati risultano appartenenti alla categoria 0 secondo la classificazione di Boscardin & Cording, 1989.

7. VERIFICA DEL FRANCO NETTO RILEVATI ARGINALI

All'interno della "Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche - Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" viene rilevato che, all'interno della documentazione di progetto presentata precedentemente, vi era presente un refuso tra "semialtezza" e "ampiezza" d'onda. Si sono corretti tali refusi all'interno delle tabelle 261, 262, 263.

Secondo la normativa NTD2014, la definizione di Franco netto è la seguente:

"La differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: "riflessione" e "risalita" (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m."

Poiché trattasi di opera di ritenuta "composita" in quanto costituita da una sequenza di manufatti limitatori e di sfioro aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di calcestruzzo a gravità ordinarie" e da rilevati arginali aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di materiali sciolti" si è ritenuto opportuno adottare un valore di franco netto proprio delle dighe di materiali sciolti pari a 1.50 metri in relazione al fatto che l'altezza della diga da considerare non è superiore a 15 m, in quanto si fa riferimento alle massime altezze rispetto al piano di campagna e non a quelle rispetto al piede interno che è sempre in scavo, a quota inferiore rispetto al piano di campagna.

Definizione delle onde da vento e da sisma:

- a) **Comparto 1:** Fetch=633m => si utilizza 1000 m; Vento di riferimento 25 m/s pari a 90 km/s; Ampiezza d'onda=0.235 m; Runup=0.033 m; da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.268.
- b) **Comparto 2:** Fetch=530m => si utilizza 1000 m; Vento di riferimento 25 m/s pari a 90 km/s; Ampiezza d'onda=0.235 m; Runup=0.033 m; da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.268.

Nella tabella seguente si riporta il valore del franco netto e la sua conseguente verifica come stabilito dalla norma NTD2014 al paragrafo C.1 per ogni sezione di calcolo.

La verifica del franco netto viene prima eseguita con i valori di cedimenti dovuti all'azione sismica derivanti dal metodo di Newmark semplificato tramite correlazione di Ambraseys e Menu (1988), riportati nel capitolo 3.4 della presente relazione.

I cedimenti post sismici del terreno di fondazione dei rilevati arginali, come discusso all'interno del precedente capitolo, sono considerati trascurabili, essendo di pochi millimetri, pertanto non vengono presi in considerazione all'interno della verifica del Franco Netto.

Per ciascuna sezione dei rilevati arginali, al fine della verifica del franco netto minimo, si è considerata una monta pari a 30 cm a favore di sicurezza.

Tabella 261 – Valutazione del valore di franco netto secondo NTD2014 e verifica (cedimenti sismici permanenti derivati da Newmark semplificato, formulazione di Ambraseys e Menu 1988)

	U.M.	SEZ 1	SEZ4	SEZ5	SEZ6	SEZ S2_PG/S7	SEZ1	SEZ 2	SEZ 3	SEZ 7	SEZ S14
quota coronamento	m.s.l.m.	147.5	147.5	147.5	147.5	147.5	145.5	145.5	145.5	145.5	145.5
quota max invaso	m.s.l.m.	145.7	145.7	145.7	145.7	145.7	143.7	143.7	143.7	143.7	143.7
Franco	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Ampiezza onda vento	m	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235
Run up	m	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
Ampiezza + runup	m	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268
Franco Netto	m	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532
Franco Netto + monta (30 cm)	m	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832
Franco netto regolamento	m	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Cedimenti terreno+rilevati	m	0.1274	0.0542	0.0689	0.15	0.1482	0.1274	0.14	0.02	0.027	0.12
hmax rilevato	m	15	5.1	4.9	10	10	15	16	14.7	14.7	16
cedimenti azioni sismiche (formulazione di Ambraseys e Menu 1988)	m	0.0592	0.0729	0.0689	0.15	0.1482	0.127	0.140	0.02	0.027	0.12
franco netto minimo	m	1.6866	1.6271	1.6378	1.800	1.796	1.7544	1.78	1.54	1.554	1.74
Franco netto > Franco netto minimo		SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Successivamente si riporta la verifica del Franco Netto secondo le prescrizioni di NTD2014 con il valore minimo di cedimento sismico relazionato all'altezza del rilevato in terra considerato.

Tabella 262 – Valutazione del valore di franco netto secondo NTD2014 e verifica (cedimenti sismici permanenti derivati da limite minimo NTD2014)

		COMPARTO 1					COMPARTO 2				
	U.M.	SEZ 1	SEZ4	SEZ5	SEZ6	SEZ S2_PG/S7	SEZ1	SEZ 2	SEZ 3	SEZ 7	SEZ S14
quota coronamento	m.s.l.m.	147.5	147.5	147.5	147.5	147.5	145.5	145.5	145.5	145.5	145.5
quota max invaso	m.s.l.m.	145.7	145.7	145.7	145.7	145.7	143.7	143.7	143.7	143.7	143.7
Franco	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Ampiezza onda vento	m	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235
Run up	m	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
Ampiezza + runup	m	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268
Franco Netto	m	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532
Franco Netto + monta (30 cm)	m	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832
Franco netto regolamento	m	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Cedimenti terreno+rilevati	m	0.1274	0.0542	0.0689	0.15	0.1482	0.1274	0.14	0.02	0.027	0.12
hmax rilevato	m	15	5.1	4.9	10	10	15	16	14.7	14.7	16
cedimenti azioni sismiche (minimo NTD2014)	m	0.075	0.0255	0.0245	0.05	0.05	0.075	0.08	0.0735	0.0735	0.08
franco netto minimo	m	1.7024	1.5797	1.5934	1.700	1.698	1.7024	1.72	1.5935	1.6005	1.700
Franco netto > Franco netto minimo		SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Infine si riporta la verifica del Franco Netto eseguita con i valori di componente verticale della deformazione ottenuti dall'analisi con metodo di Newmark (applicazione dei software QUAKE e SLOPE/W) riportati nel capitolo 3.6 della presente relazione.

Tabella 263 – Valutazione del valore di franco netto secondo NTD2014 e verifica (componenti verticali di deformazione ricavate dalle analisi con Metodo di Newmark)

		COMPARTO 1					COMPARTO 2				
	U.M.	SEZ 1	SEZ 4	SEZ 5	SEZ 6	SEZ S2_PG/S7	SEZ 1	SEZ 2	SEZ 3	SEZ 7	SEZ S14
quota coronamento	m.s.l.m.	147.5	147.5	147.5	147.5	147.5	145.5	145.5	145.5	145.5	145.5
quota max invaso	m.s.l.m.	145.7	145.7	145.7	145.7	145.7	143.7	143.7	143.7	143.7	143.7
Franco	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Ampiezza onda vento	m	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235
Run up	m	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
Ampiezza + runup	m	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268	0.268
Franco Netto	m	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532	1.532
Franco Netto + monta (30 cm)	m	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832
Franco netto regolamento	m	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Cedimenti terreno+rilevati	m	0.1274	0.0542	0.0689	0.15	0.1482	0.1274	0.14	0.02	0.027	0.12
hmax rilevato	m	15	5.1	4.9	10	10	15	16	14.7	14.7	16
cedimenti azioni sismiche (metodo di Newmark con software QUAKE)	m	0.1855	0.0329	0.0548	0.0776	0.0776	0.0592	0.115	0.1044	0.1417	0.115
franco netto minimo	m	1.8129	1.5871	1.6237	1.728	1.726	1.6866	1.7552	1.6244	1.6687	1.735
Franco netto > Franco netto minimo		SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte, considerando una monta su ciascuna sezione dei rilevati arginali di 30 cm.

8. VALUTAZIONE DEL DANNO SULLE PREESISTENZE

Il criterio utilizzato per la valutazione del danno atteso sui fabbricati/edifici pre-esistenti interferenti con la cassa di espansione in esame è quello proposto da Boscarding & Cording, dettagliatamente descritto al paragrafo successivo, che mette in correlazione il danno potenziale alle deformazioni di trazione subite dai manufatti a causa dei cedimenti provocati dai processi di consolidazione dei rilevati in terra della cassa di espansione in esame.

Ai fini di tale valutazione è necessario determinare preliminarmente gli spostamenti verticali ed orizzontali indotti dall'opera alla quota delle fondazioni dei fabbricati, valutando i bacini di subsidenza generati dai rilevati in esame.

Il calcolo dei cedimenti e degli spostamenti orizzontali indotti e la distribuzione planimetrica dei cedimenti e degli spostamenti orizzontali forniti dai modelli numerici esposti nei capitoli precedenti, insieme alle caratteristiche geometrico - strutturali dei fabbricati ed alla loro relativa posizione all'interno delle conche di subsidenza, consentono di valutarne la classe di danno secondo il criterio esposto al paragrafo seguente.

8.1. TEORIE PER LA VALUTAZIONE DEL DANNO

La valutazione del danno atteso sui manufatti esistenti interessati dai cedimenti indotti dalle operazioni di scavo richiede, oltre alle conoscenze relative alla configurazione geometrico-strutturale ed alla ricostruzione del processo realizzativo della costruzione, la stima delle deformazioni indotte al piano delle fondazioni.

I criteri per l'individuazione dei valori massimi ammissibili dei movimenti di un edificio sono molteplici in quanto basati sull'introduzione di grandezze cinematiche diverse (spostamento assoluto, spostamento differenziale, rotazione, inflessione, etc.).

Numerosi ricercatori (Meyerhof, 1947; Skempton & MacDonald, 1955; Polshin & Tokar, 1957; Bjerrum, 1963; Grant et al., 1974; Burland & Wroth, 1974; Burland et al., 1977; Boscardin & Cording, 1989; Boone, 1996) hanno raccolto dati sperimentali derivanti dall'osservazione del comportamento esibito da varie tipologie di opere e, in funzione del verificarsi di danni di varia natura e tipo, hanno elaborato criteri che, con terminologia moderna, potrebbero essere assunti come valori da non superare per il rispetto delle verifiche allo Stato Limite di Servizio (SLS) sancite dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008).

Un contributo particolarmente importante in questo campo è stato quello fornito inizialmente da Burland & Wroth (1974). In tale lavoro è stato messo in evidenza che l'uso di un singolo criterio di soglia, quale ad esempio quello basato sulla distorsione angolare, per la valutazione del danno potenziale subito da un edificio non può ritenersi adeguato in quanto esclude altri fattori che svolgono un ruolo determinante nel definire i meccanismi di danno. Senza entrare nel dettaglio analitico del metodo sviluppato, è importante evidenziare che, tra i numerosi fattori in gioco, alcuni dei quali di difficile valutazione, quelli che maggiormente influenzano i risultati sono:

- la rigidità globale dell'organismo strutturale,
- la resistenza alla fessurazione dei materiali con cui la struttura è realizzata.

Con riferimento al primo fattore, attraverso un semplice modello di trave equivalente all'intera struttura, è stata evidenziata l'importanza assunta dal rapporto tra i moduli di elasticità normale (E) e trasversale (G) necessari a rappresentare sinteticamente e semplicemente la rigidità longitudinale (a flessione) e verticale (a taglio) dell'intero

organismo strutturale. E' evidente quindi che essi non vanno confusi con i relativi valori di rigidità del materiale con cui è realizzata la struttura.

I valori suggeriti di tale rapporto sono:

- $E/G = 2.6$ per edifici in muratura
- $E/G = 12.5$ per edifici con struttura intelaiata in c.a.

Con riferimento al secondo fattore, viene introdotto un valore di "deformazione limite di trazione, ε_{lim} " corrispondente al valore di deformazione che è necessario subisca un assegnato materiale perché si inneschi un processo di fessurazione.

I valori delle deformazioni massime di allungamento vengono valutati distinguendo, all'interno del bacino di subsidenza, le zone contraddistinte dalla curvatura del profilo atteso in zone di hogging (concavità della deformata verso il basso) e zone di sagging (concavità della deformata verso l'alto).

Per ciascuna zona viene individuato il massimo rapporto di inflessione Δ/L , dove Δ rappresenta il massimo scostamento della curva di subsidenza dall'andamento linearizzato tra i punti estremi posti a distanza L della zona stessa.

È possibile quindi calcolare le deformazioni massime parallele all'asse dell'edificio dovute alle sollecitazioni di flessione (ε_b) e di taglio (ε_d) mediante le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_b = \left(\frac{\Delta}{L} \right) \times \frac{1}{\left[\left(\frac{L}{12t} \right) + \left(\frac{3EI}{2tLHG} \right) \right]}$$

$$\varepsilon_d = \left(\frac{\Delta}{L} \right) \times \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{HL^2G}{18EI} \right) \right]}$$

dove H ed I sono l'altezza totale ed il momento di inerzia dell'edificio e t è la distanza dell'asse neutro dal lembo teso della trave.

Nelle zone di hogging

$$I = H^3/3 \quad t = H$$

mentre in quelle di sagging

$$I = H^3/12 \quad t = H/2$$

Componendo tali deformazioni di trazione con la deformazione orizzontale media sul piano fondazione dovuta agli spostamenti orizzontali connessi ai movimenti indotti dagli scavi, si ottengono le massime deformazioni di trazione:

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_h + \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.35\varepsilon_h + \sqrt{\left((0.65\varepsilon_h)^2 + \varepsilon_d^2\right)}$$

Boscardin & Cording (1989), sulla base dei dati sperimentali raccolti per edifici in muratura, hanno correlato il danno atteso per l'edificio ai valori di ε_{\lim} , secondo quanto riassunto nelle successive Tabelle.

Tabella 264 – Corrispondenza tra categorie di danno e deformazioni massime di trazione (Boscardin & Cording, 1989)

Category of damage	Normal degree of severity	Limiting tensile strain (ε_{\max}) (%)
0	Negligible	0÷0.05
1	Very slight	0.05÷0.075
2	Slight	0.075÷0.15
3	Moderate	0.15÷0.3
4 to 5	Severe to very severe	>0.3

Tabella 265 – Classificazione del danno per strutture in muratura (Boscarding & Cording, 1989)

Category of damage	Normal degree of severity	Description of tipical damage
0	Negligible	Hairline cracks less tha about 0.1mm
1	Very Slight	Fine cracks. Damage generally to internal wall. Typical crack widths up to 1mm
2	Slight	Cracks easily filled. Crack may be visibile externally. Typical crack widths up to 5mm
3	Moderate	The cracks require some upening up and can be pathced by a mason. Reporting to external brickwork and possibily a small amout of brickwork to be replace. Typical crack widths are 5mm to 15mm.
4	Severe	Exstensive repair work invoving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Typical crack widths are 15mm to 25mm.

5	Very Severe	This require a maior repair job involving partial or complete rebuilding. Typical crack widths are greater than 25mm.
---	-------------	---

I fabbricati ricadenti nel bacino di subsidenza degli scavi sono diversamente suscettibili al danno potenziale. A parità di cedimenti e distorsioni indotte, infatti, la minore o maggiore sensibilità al danno può dipendere ad esempio dall'esistenza di un danno strutturale pregresso o implicitamente dalla destinazione d'uso dei fabbricati (es: edifici pubblici).

8.2. EDIFICI OGGETTO DI STUDIO

Gli edifici oggetto di studio sono posti nella zona est della vasca di espansione, si trovano nelle vicinanze del bacino di subsidenza della cassa di espansione in esame e pertanto si ritiene opportuno valutare l'eventuale classe di danno per mettere in evidenza potenziali problematiche strutturali.

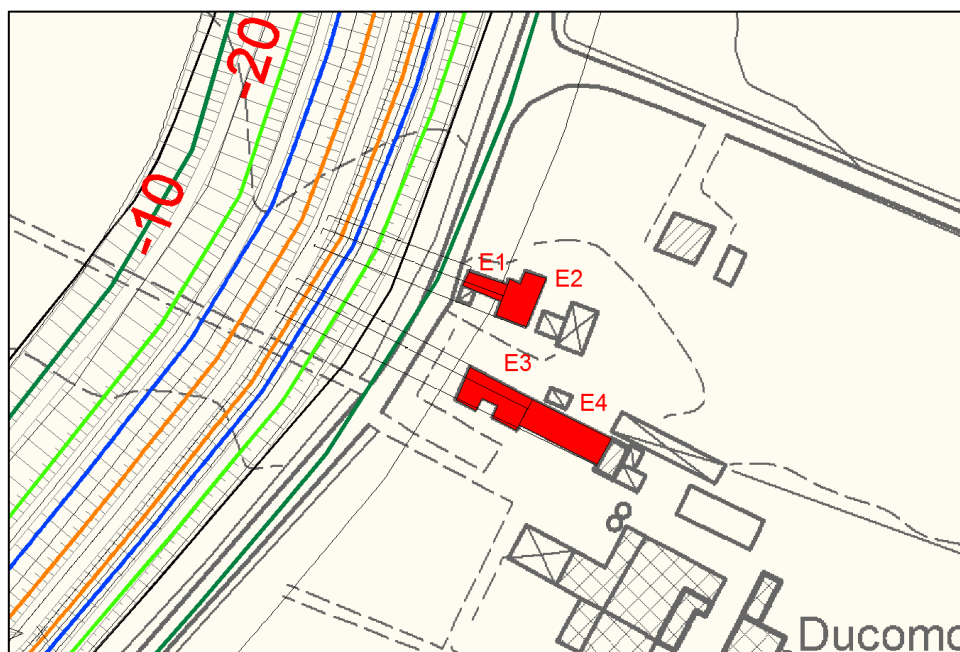


Figura 350 – Edifici limitrofi al bacino di subsidenza della vasca di espansione

Gli edifici sono in numero di 4, denominati E1, E2, E3 ed E4, e dalle foto riportate nel seguito si può dedurre il valore di altezza fuori terra di ciascuno di essi, nello specifico si adotta un valore di 7 m per l'edificio 1, mentre si ipotizza un valore di 10 m per i rimanenti edifici. L'approfondimento delle fondazioni si ipotizza nullo, quindi si studiano le deformazioni orizzontali e i cedimenti a piano campagna.

La struttura degli edifici si ipotizza realizzata in muratura, quindi si adotta un valore di $E/G = 2.6$.

Tabella 266 – Tabella riassuntiva dei dati inerenti i fabbricati indagati

SEZIONE DI RIFERIMENTO	FABBRICATO	DISTANZA DA ASSE RILEVATO [m]		Lunghezza edificio	Ascissa Asse Rilevato	Ascissa estremo interno	Ascissa estremo esterno	h fuori terra
		ESTREMO INTERNO	ESTREMO ESTERNO					
SEZIONE 3	E1	45.2	57.3	12	121	166.2	178.3	7
SEZIONE 3	E2	57.3	67.6	10	121	178.3	188.6	10
SEZIONE 3	E3	58.1	80.5	22	121	179.1	201.5	10
SEZIONE 3	E4	80.5	106.3	26	121	201.5	227.3	10



Figura 351 - Edifici limitrofi al bacino di subsidenza della vasca di espansione



Figura 352 – Visione frontale degli edifici denominati E1 ed E2



Figura 353 – Visione frontale degli edifici denominati E3 ed E4

8.3. RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

Come risultato della analisi numerica inerente la zona in esame (Sezione 3) si ha lo sviluppo dei cedimenti e degli spostamenti orizzontali per una distanza compatibile con lo sviluppo del modello numerico e che ingloba gli edifici indagati.

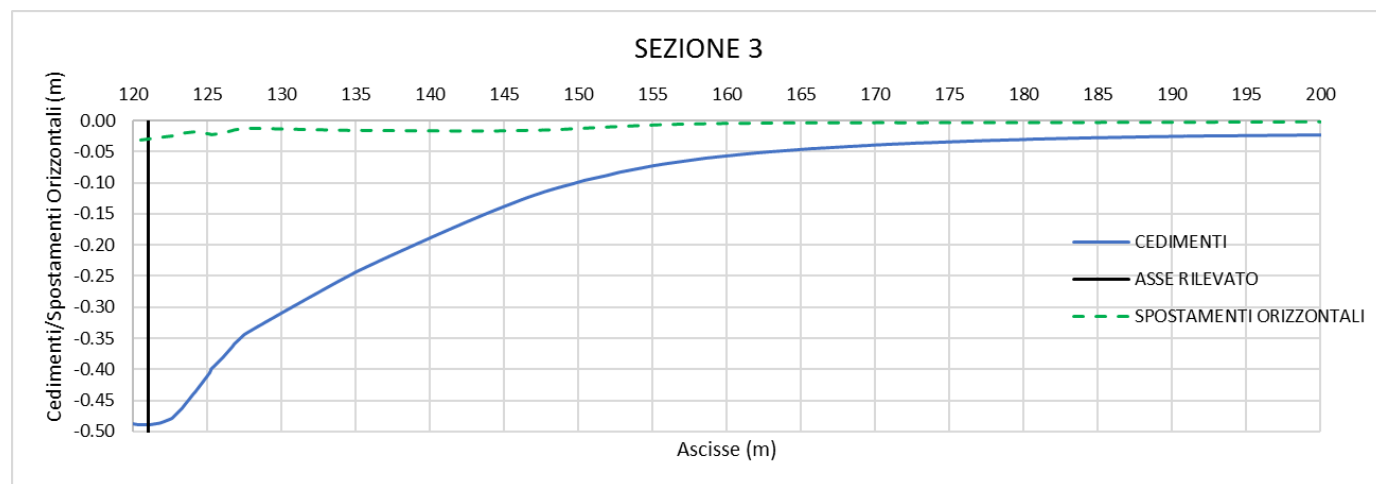


Figura 354 – Cedimenti e spostamenti orizzontali – Sezione 3

Nel seguito si mostrano le posizioni dei singoli edifici rispetto all'asse del rilevato.



Figura 355 – EDIFICIO 1 – distribuzione dei cedimenti – Sezione 3

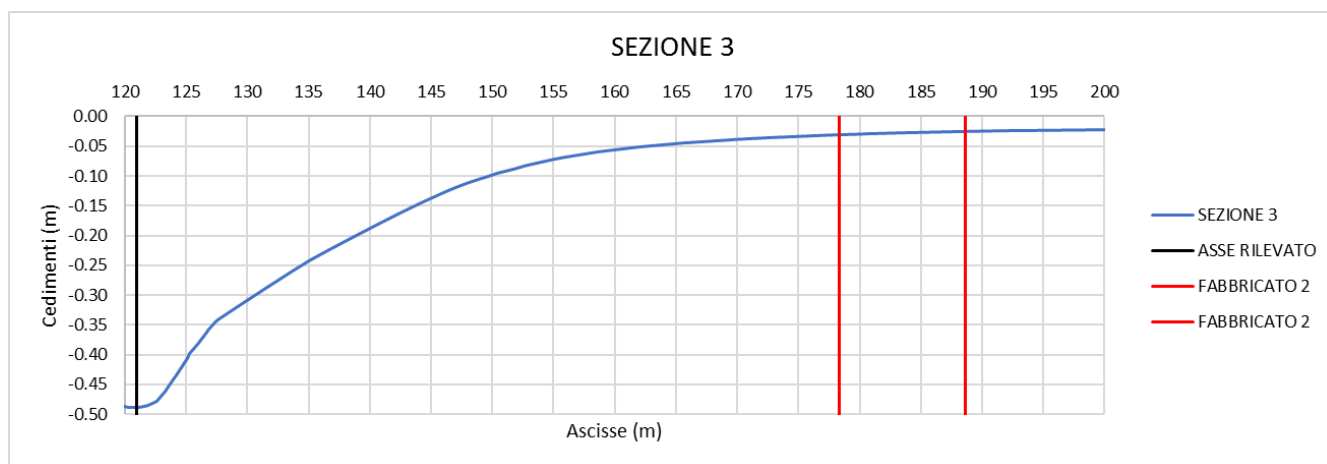


Figura 356 – EDIFICIO 2 – distribuzione dei cedimenti – Sezione 3

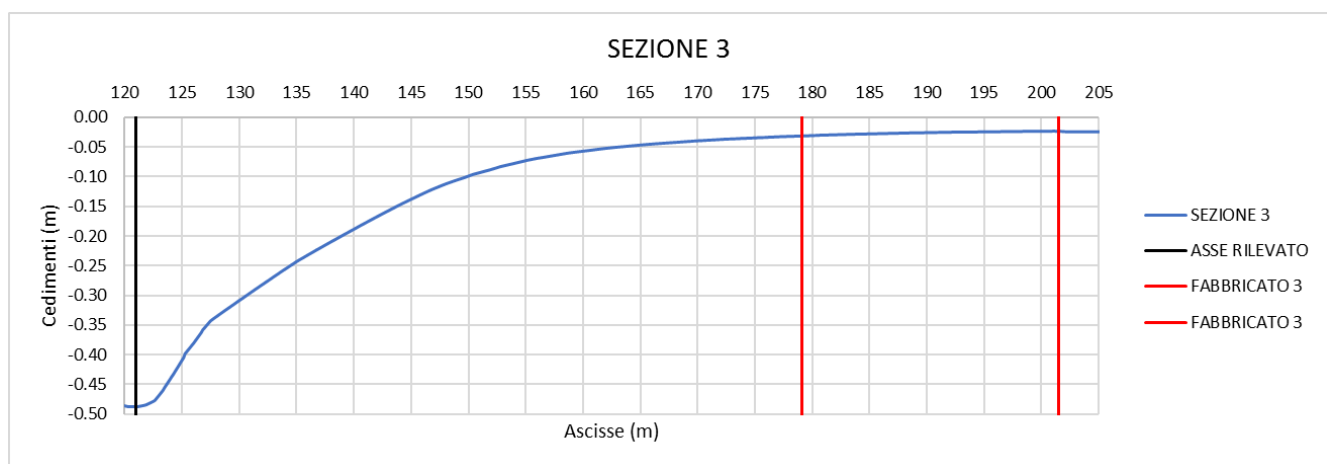


Figura 357 – EDIFICIO 3 – distribuzione dei cedimenti – Sezione 3

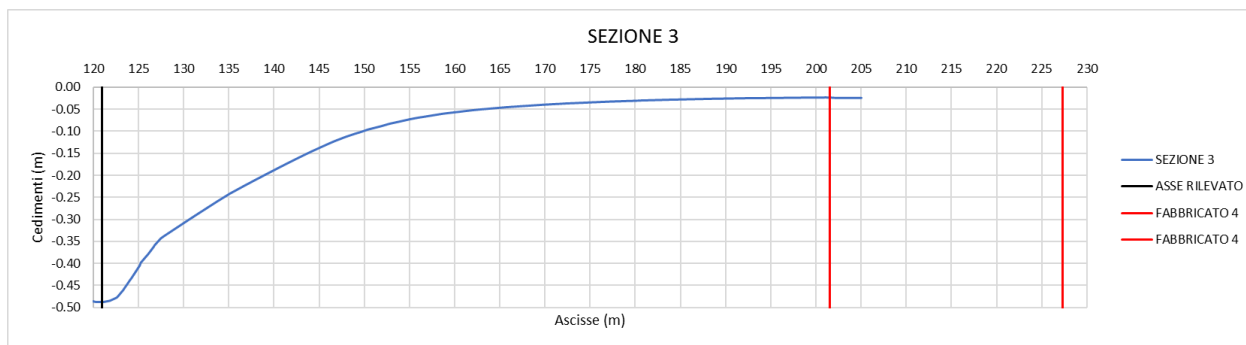


Figura 358 – EDIFICIO 4 – distribuzione dei cedimenti – Sezione 3

8.4. VALUTAZIONE DEL DANNO

8.4.1. Edificio 1

Si riportano di seguito le tabelle per la valutazione del danno sull'edificio 1.

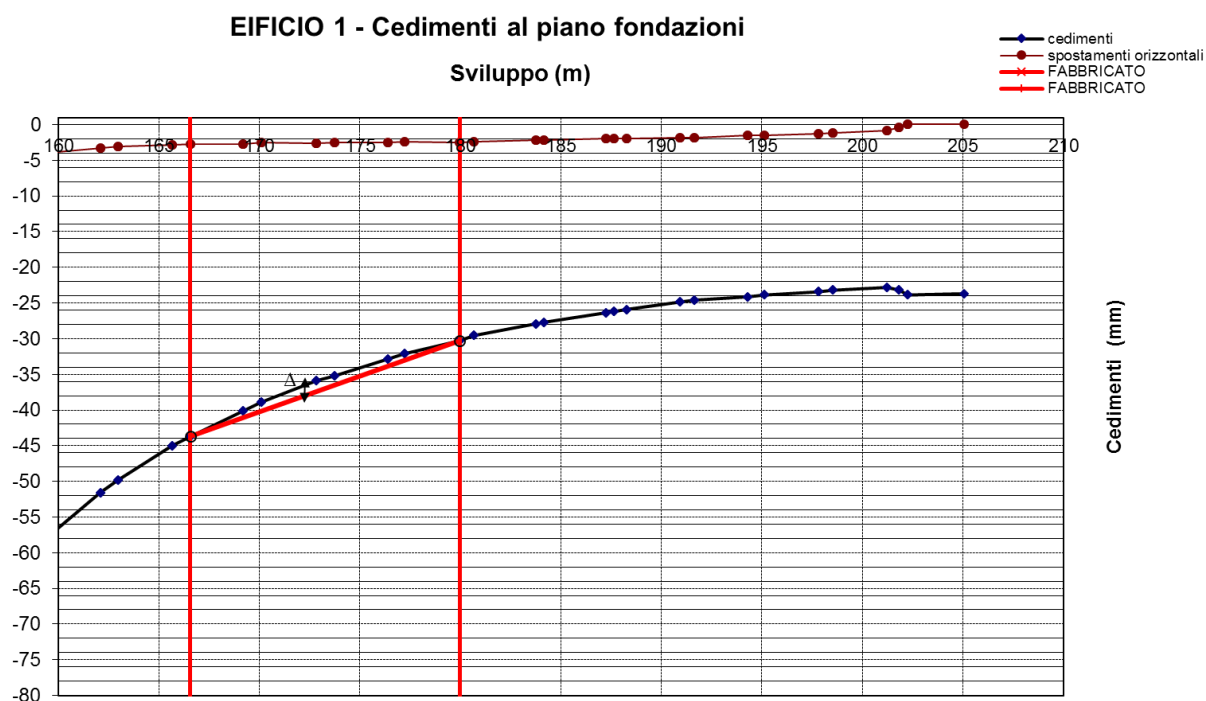


Figura 359 – Intervallo considerato per il calcolo del danno per l'edificio 1

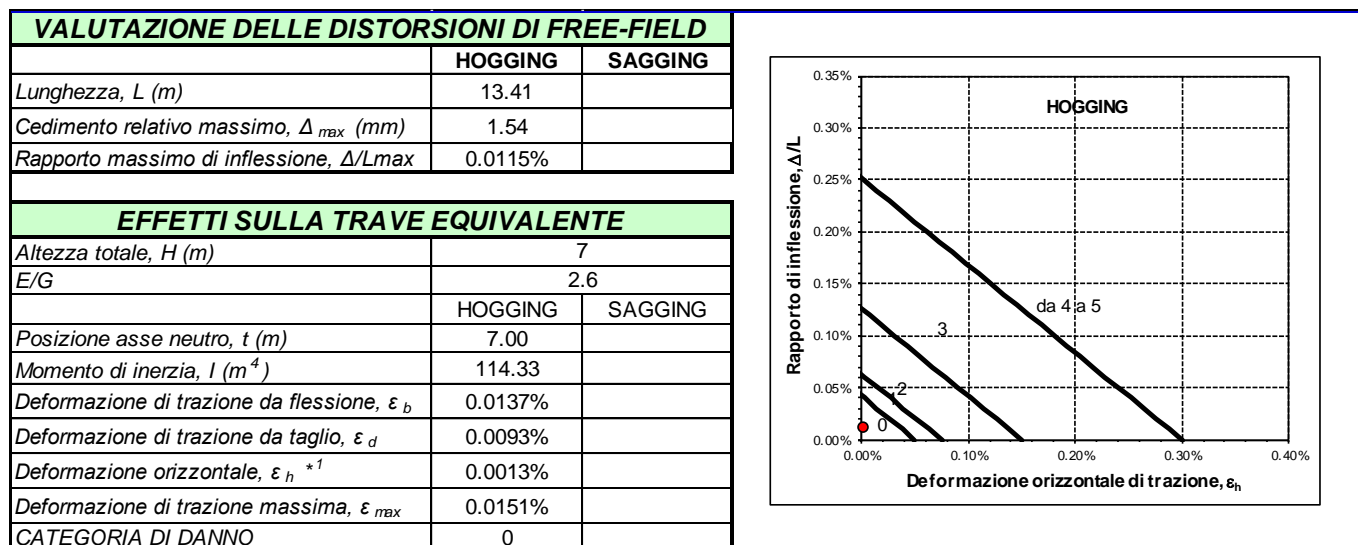


Figura 360 – Valutazione del danno per l'edificio 1

La categoria di danno è 0, quindi l'edificio non risente dell'effetto dei cedimenti a piano campagna provocati dal bacino di subsidenza dei rilevati arginali.

8.4.2. Edificio 2

Si riportano di seguito le tabelle per la valutazione del danno sull'edificio 2.

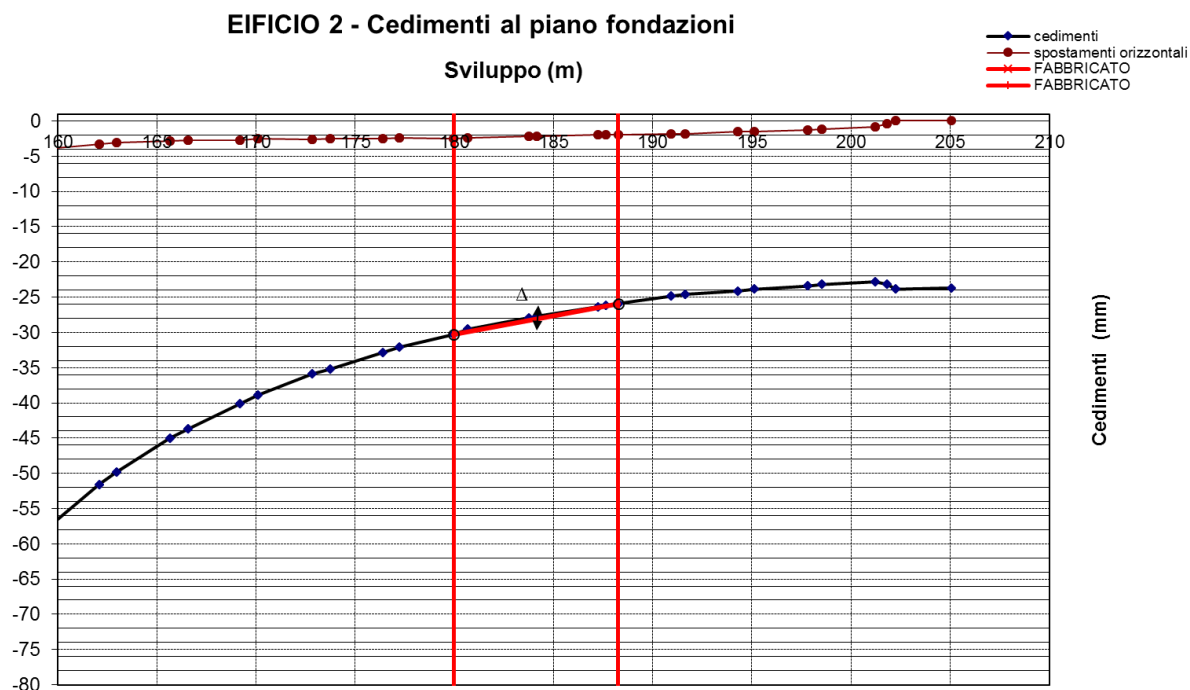


Figura 361 – Intervallo considerato per il calcolo del danno per l'edificio 2

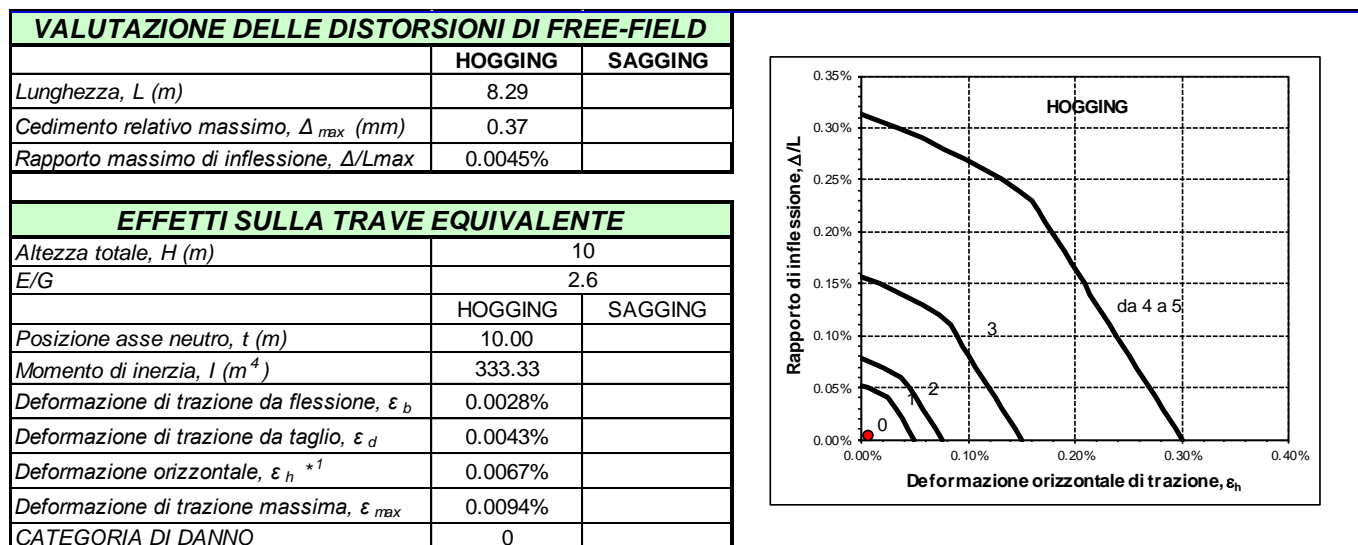


Figura 362 – Valutazione del danno per l'edificio 2

La categoria di danno è 0, quindi l'edificio non risente dell'effetto dei cedimenti a piano campagna provocati dal bacino di subsidenza dei rilevati arginali.

8.4.3. Edificio 3

Si riportano di seguito le tabelle per la valutazione del danno sull'edificio 3.

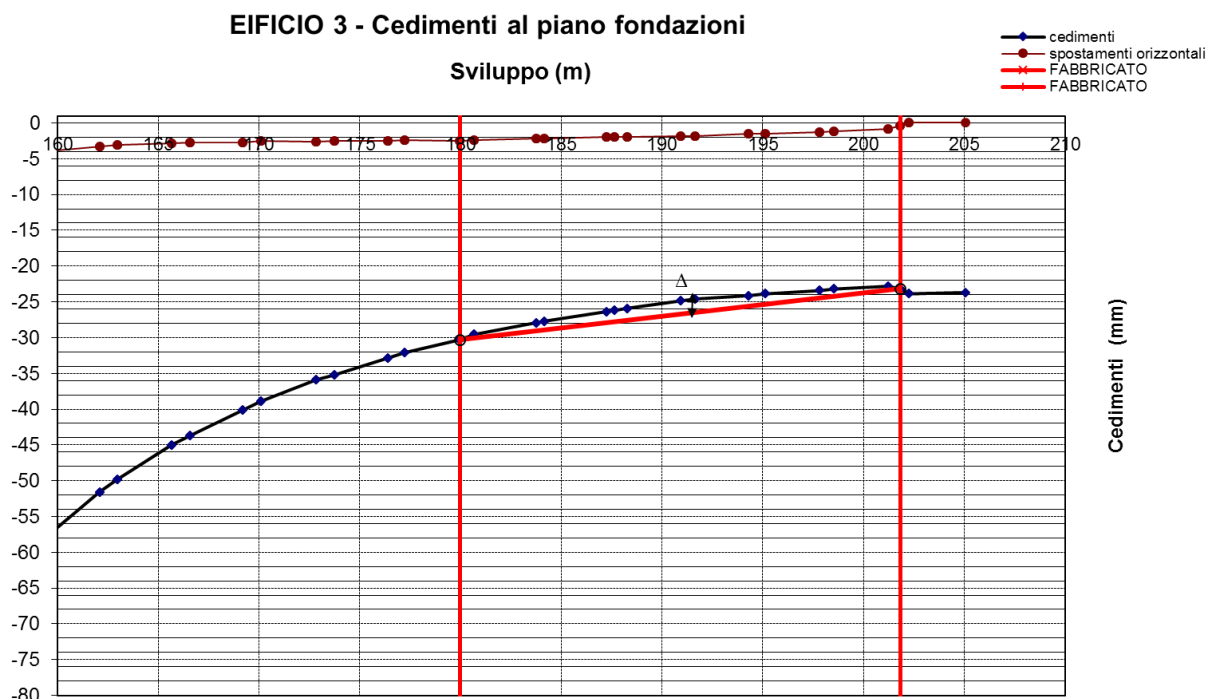


Figura 363 – Intervallo considerato per il calcolo del danno per l'edificio 3

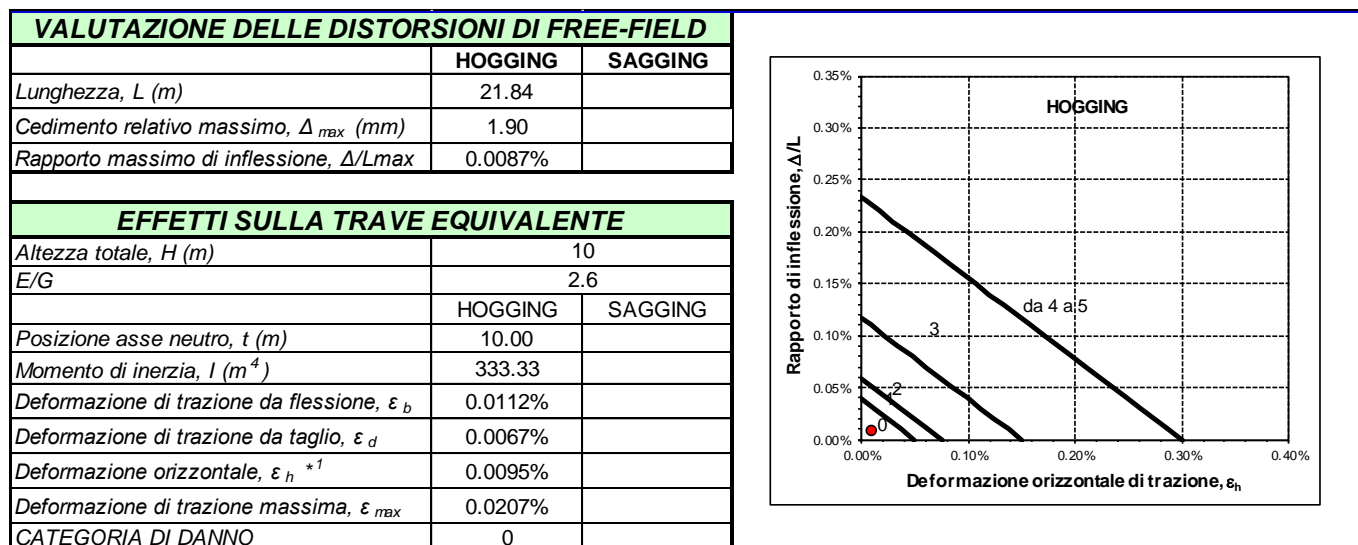


Figura 364 – Valutazione del danno per l'edificio 3

La categoria di danno è 0, quindi l'edificio non risente dell'effetto dei cedimenti a piano campagna provocati dal bacino di subsidenza dei rilevati arginali.

8.4.4. Edificio 4

Si riportano di seguito le tabelle per la valutazione del danno sull'edificio 4.

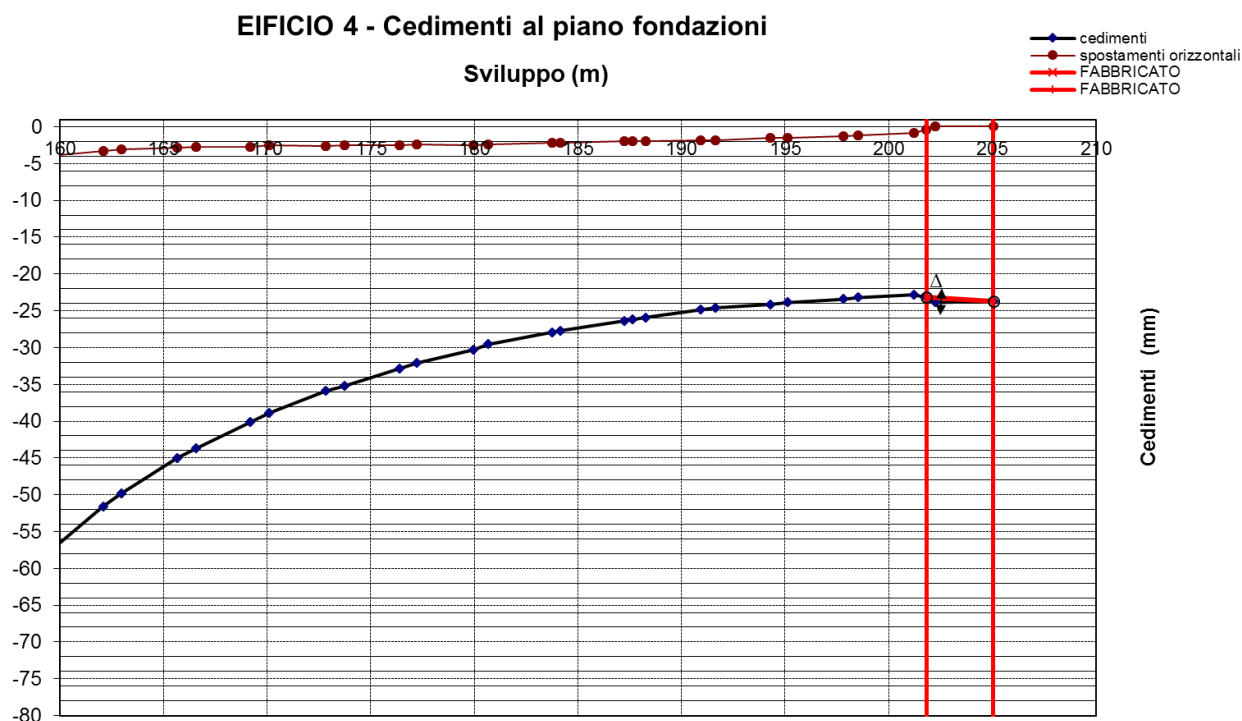


Figura 365 – Intervallo considerato per il calcolo del danno per l'edificio 4

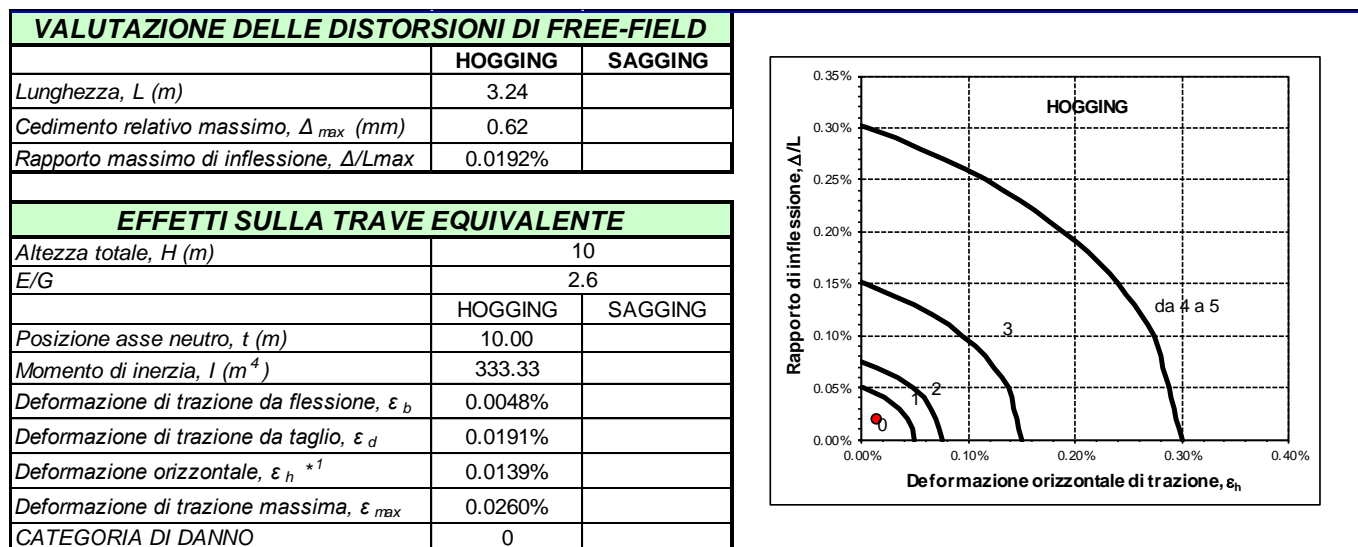


Figura 366 – Valutazione del danno per l'edificio 4

La categoria di danno è 0, quindi l'edificio non risente dell'effetto dei cedimenti a piano campagna provocati dal bacino di subsidenza dei rilevati arginali.

9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MANUFATTI A E B E DI RACCORDO

Il presente capitolo riporta le verifiche geotecniche dei manufatti di sbarramento e nello specifico si articola nei seguenti argomenti:

- Inquadramento geotecnico
- Verifica a scorrimento
- Verifica al ribaltamento
- Verifica di stabilità globale
- Verifiche di capacità portante in fondazione

Le verifiche sono svolte con riferimento a 6 sezioni di calcolo scelte fra quelle cautelativamente rappresentative sull'intero sviluppo dei manufatti (vedasi tabella seguente).

SEZ. CALC.	RIF. DI PROGETTO	
	CONCI	SEZIONE
[--]	[--]	[--]
1	1A-2A, 5A-6A, 9A-10A	I
2	3A-4A, 7A-8A	F
3	1B÷10B	R
4	1C-2C	N
5	3C÷5C	M
6	1S÷4S, 1D	C

9.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

9.1.1. Condizioni geotecniche generali

Per quanto riguarda il dettaglio approfondito dell'inquadramento geotecnico si rimanda agli elaborati grafici e alla caratterizzazione geotecnica presentata al capitolo 2.

Si riporta di seguito la stratigrafia di progetto.

Tabella 267 – Modello geotecnico per manufatto A

P.C. medio +136,50 / 137,00		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0	÷ 3,0	UG1A
3,0	÷ 5,5	UG2B
5,5	÷ 16,5	UG2A
16,5	÷ 25,0	UG2B
25,0	÷ 40,0	UG2A

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 1A sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 268 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 1A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	45-80

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 2A sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 269 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	40-100*

*valori crescenti con la profondità (fino a 35 m da p.c.)

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 2B sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 270 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2B

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	φ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	5-10	90	da 80 a 300**	5-15*	0.2-0.3	0.02-0.10	0.000-0.01

*(valori crescenti con la profondità)

** (variabile con la profondità ma possibile influenza di livelli di debolezza)

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- φ'_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c'_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;
- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;

- M = modulo edometrico dei terreni argillosi;
- C_c = indice di compressibilità dei terreni coesivi;
- C_s = indice di rigonfiamento dei terreni coesivi;
- C_a = indice di compressione secondaria dei terreni coesivi;

Per il materiale spingente del rilevato si è considerato: angolo di attrito pari a 35°; coesione efficace di 5 kPa; modulo elastico di 25 MPa.

9.1.2. Caratterizzazione geotecnica per i trattamenti jet-grouting

Il trattamento colonnare jet-grouting previsto in progetto si configura con disposizione geometrica regolare ripetitiva di elementi colonnari DN 1500 mm sia isolati che compenetrati. Il trattamento si spinge fino a 11.0 m sotto il piano di fondazione del manufatto interessando terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi (Unità UG2a) e lo strato limoso-argilloso negli ultimi 3-4 m (Unità UG2b). Le percentuali di trattamento, valutate come rapporto tra l'area delle colonne e quella del terreno originale, è generalmente compresa tra 45-50%, in funzione delle geometrie di progetto.

Il materiale colonnare cementato viene caratterizzato mediante il criterio Mohr-Coulomb, con angolo di resistenza al taglio uguale a quello del terreno naturale e coesione equivalente valutata in base alle caratteristiche di resistenza del materiale cementato. Tracciando i cerchi di Mohr rappresentativi della resistenza a compressione uniassiale del materiale cementato (UCS) si possono determinare gli inviluppi di rottura graficamente come rappresentati nella seguente figura. La corrispondente espressione analitica che determina l'incremento di coesione equivalente è la seguente:

$$c'_{eq,k} = \frac{\sigma_c \cdot (1 - \sin \varphi'_k)}{2 \cdot \cos \varphi'_k}$$

dove σ_c (= UCS) è la resistenza a compressione mono-assiale media attesa in sito per il volume colonnare dopo il trattamento, pari a:

$\sigma_c = 3.0 \text{ MPa}$ per l'unità UG2-a (unità prevalentemente ghiaioso-sabbiosa)

$\sigma_c = 2.0 \text{ MPa}$ per l'unità UG2-b (unità prevalentemente limoso-argillosa)

Le resistenze a compressione mono-assiale indicate corrispondono a quelle mediamente attese sul materiale colonnare jet-grouting trattato.

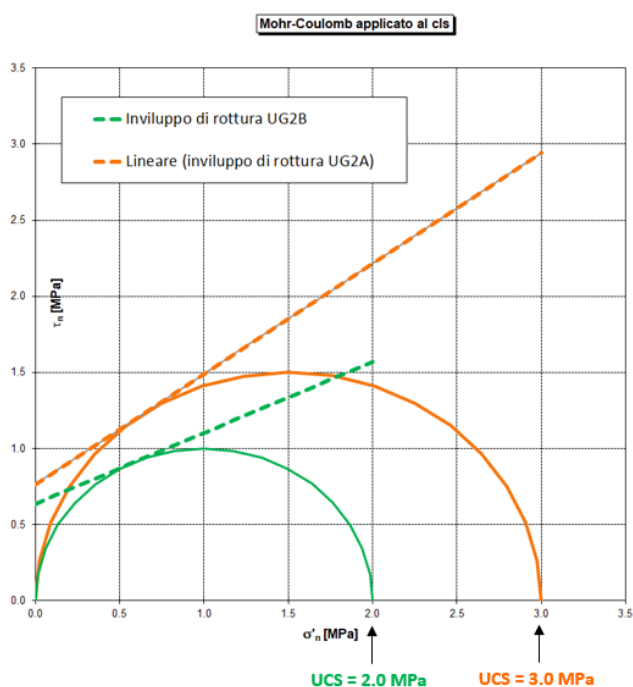
Esse sono state stimate sulla base delle esperienze maturate in condizioni assimilabili e quindi differenziate per l'unità incoerente e quella coesiva.

Il campo prova jet-grouting che verrà realizzato preliminarmente alle lavorazioni costituirà verifica sperimentale anche in tal senso.

Nella seguente tabella si riportano i parametri di resistenza equivalenti per il materiale cementato corrispondenti alle due unità geotecniche di interesse progettuale.

Jet-Grouting			
Modello Mohr Coulomb			
		JT-UG2A	JT-UG2B
γ	kN/m ³	20	19
c'	kPa	764	956
ϕ'	°	36	25
E	MPa	900	900

Il modulo di rigidezza del materiale trattato è stato considerato pari a $300 \times \sigma_c$, ed il suo peso di volume è stato considerato uguale a quello del terreno naturale, come sperimentato in numerose applicazioni reali.



Passando dall'elemento colonnare all'elemento di volume, si determinano i parametri medi equivalenti mediante l'espressione:

$$E_{eq} \approx E_t + E_c \cdot \frac{A_c}{A}$$

$$c'_{eq} \approx c'_t + c'_c \cdot \frac{A_c}{A}$$

dove il pedice "t" sta ad indicare le caratteristiche del terreno originale, il pedice "c" quelle del trattamento colonnare ed il rapporto A_c/A la percentuale areale del trattamento. Nel caso in esame si ottengono i seguenti parametri di resistenza equivalenti ($A_c/A = 45\%$ e $A_c/A = 50\%$):

Trattamento Jet-Grouting			
Ac / A = 45%			
		UG2A+JG	UG2B+JG
γ	kN/m ³	20.0	19.0
c'	kPa	344	292
ϕ'	°	36	25
E	MPa	466.9	328.8

Jet-Grouting			
Ac / A = 50%			
		UG2A+JG	UG2B+JG
γ	kN/m ³	20.0	19.0
c'	kPa	382	324
ϕ'	°	36	25
E	MPa	506.3	353.5

9.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

All'interno della "Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche - Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" viene rilevato che:

- *"non sono riportate le verifiche di capacità portante al piano di fondazione del jet grouting ovvero al piano dei limiti (-19.9 dal p.c.) nei Paragrafi 9.2.6.4, 9.2.7.4 e 9.2.8.4."* Come riportato alla fine del capitolo 9.2.2 si specifica che si sono eseguite le verifiche di capacità portante al piano di fondazione del jet grouting (piano dei limi) esclusivamente per le casistiche maggiormente gravose.
- *"Non è chiaro come sono state valutate le resistenze a compressione mono-assiale medie dopo il trattamento"* Come riportato all'interno del capitolo 9.1.2, si afferma che le resistenze a compressione mono-assiale indicate corrispondono a quelle mediamente attese sul materiale colonnare jet-grouting trattato. Esse sono state stimate sulla base delle esperienze maturate in condizioni assimilabili e quindi differenziate per l'unità incoerente e quella coesiva. Il campo prova jet-grouting che verrà realizzato preliminarmente alle lavorazioni costituirà verifica sperimentale anche in tal senso.
- *"Non è considerato il contributo del momento sollecitante alla base dovuto ai carichi orizzontali. Nelle Tabelle da 271 a 279 sembrerebbe che vengano riportate soltanto le pressioni sollecitanti alla base dovute ai soli carichi verticali."* Come riportato all'interno capitolo 9.2.3.3, 9.2.4.4, 9.2.5.4, 9.2.6.4, 9.2.7.4 e 9.2.8.4, l'eccentricità riportata nelle tabelle è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

9.2.1. Azioni di progetto: metodologie ed ipotesi di calcolo

Le verifiche vengono svolte nelle seguenti condizioni concomitanti:

- Condizione eccezionale di massimo invaso: sul manufatto agisce la spinta dell'acqua di massimo invaso a quota +144.9 m s.l.m. per il manufatto A, quota +143.7 per il manufatto B comparto 1 e quota +142.0 per il comparto 2.
- Condizione sismica SLC: si considera l'accelerazione massima attesa sul sito $PGA = 0.361$ g, determinata in base allo studio sismo-tettonico e di risposta sismica locale.

Le azioni sismiche vengono introdotte in modo pseudo-statico con i seguenti coefficienti sismici orizzontale (K_h) e verticale (K_v):

$$K_h = PGA = 0.361$$

$$K_v = \pm K_h/2 = \pm 0.181$$

Al manufatto in calcestruzzo è stato attribuito un peso di volume di 23.5 kN/m³.

Le azioni inerziali orizzontali vengono applicate verso valle in concomitanza all'evento di massima piena (massimo invaso). Le azioni inerziali orizzontali vengono applicate separatamente sia verso il basso che verso l'alto, quest'ultime generalmente maggiormente gravose e quindi considerate per le verifiche.

La spinta idrostatica è un carico variabile linearmente con legge triangolare e risultante applicata ad 1/3 dell'altezza d'acqua valutata tra il pelo libero ed il fondo alveo.

Le azioni inerziali dell'acqua, da aggiungere a quelle d'inerzia della massa del manufatto, sono determinate con l'espressione (cfr. NTD 2014, C.7.7.3):

$$p = a \rho c y_0$$

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

$$c_m = -0,0073 \alpha + 0,7412$$

dove a è l'accelerazione orizzontale massima al sito, ρ è la massa unitaria dell'acqua, y_0 è la differenza tra la quota dell'acqua e la quota del fondo alveo al piede del paramento, y la differenza tra la quota dell'acqua e quella del punto generico a cui è associata la pressione p lungo il paramento, α l'angolo d'inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali ($\alpha \leq 60^\circ$ ovvero $c_m \geq 0.30$).

La spinta del terreno a monte è stata determinata nell'ipotesi di equilibrio limite attivo (K_A coefficiente di spinta attivo):

$$S_A = 0.5 \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2$$

La spinta di valle è sempre stata trascurata perché stabilizzante.

L'incremento sismico della spinta del terreno è stato determinato mediante il metodo di Mononobe & Okabe (1923), che è un metodo pseudo-statico derivato direttamente dall'estensione del metodo di Coulomb.

$$S_{AE} = 0,5 \cdot \gamma_t \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno, β l'inclinazione del paramento interno della diga (= 0°, perché verticale), δ l'angolo di attrito terra-muro (= 0°, cautelativamente), inclinazione della superficie del terreno spingente (= 0°) e θ è l'inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia agenti sul cuneo di spinta fornita dall'espressione valida per terreni sommersi:

$$tg\vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il segno + e - associato a k_v sta ad indicare sisma verticale verso il basso e l'alto rispettivamente, quest'ultimo generalmente maggiormente gravoso per le verifiche.

L'incremento di spinta sismica, dato dalla differenza tra la spinta sismica e quella statica, viene considerato come carico uniforme lungo l'altezza di spinta (risultante applicata a metà dell'altezza di spinta):

$$\Delta S_{AE} = S_{AE} - S_A$$

che equivale a considerare un incremento del coefficiente di spinta statico mediante le espressioni:

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} (1 \pm K_v) - K_A$$

$$\Delta S_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot \Delta K_{AE} \cdot H^2$$

Generalmente il terreno spingente sul manufatto è costituito dal materiale di riempimento e del mantello arginale dotato di medio-alta permeabilità. In questo caso si è cautelativamente associata alla spinta sismica sopra determinata anche l'incremento di spinta inerziale dell'acqua ridotta al 70%, in considerazione del fatto che l'acqua presente tra i pori non è libera di muoversi durante lo scuotimento sismico.

9.2.2. Approcci di calcolo e combinazioni di carico

Le verifiche vengono condotte secondo l'Approccio 1" utilizzando i coefficienti parziali dettati dalle NTC 2008 per i parametri geotecnici, le azioni e i parametri geotecnici (vedasi tabelle seguenti estratte dalla normativa di riferimento).

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

In particolare la combinazione 2 (GEO) è quella di riferimento e maggiormente cautelativa per le verifiche geotecniche nel seguito esposte.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_Q)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uh}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

In particolare la verifica a scorrimento viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (vedasi § 6.5.3.1.1 NTC 2008), adottando però il coefficiente parziale sulle resistenze prescritto dalla normativa (§ D.2.2.1 NTD 2014):

$$A2 + M2 + R2 (\gamma_R = 1.15)$$

La verifica al ribaltamento viene trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni (Tabella 2.6.I delle NTC2008) ed i coefficienti del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (§6.5.3.1.1 NTC 2008):

$$EQU + M2 + R1 (\gamma_R = 1.00)$$

La verifica di portanza della fondazione viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (vedasi § 6.4.2.1 NTC 2008 e Circolare, § D.2.2.1 NTD 2014):

$$A2 + M2 + R2 (\gamma_R = 1.80)$$

Nelle verifiche geotecniche a scorrimento e ribaltamento viene considerato l'effetto delle sottopressioni. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Cautelativamente si trascura la presenza del taglione idraulico previsto a monte e si trascura qualsiasi contributo stabilizzante del terreno di ricoprimento previsto a valle del manufatto.

Le verifiche in condizioni sismiche effettuate attraverso l'analisi pseudo-statica, devono essere condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{SLE:} \quad P + S_T + S_W$$

$$\text{SLU statico:} \quad \gamma_{G1} \cdot P + \gamma_{G2} \cdot S_T + \gamma_{G2} \cdot S_W$$

$$\text{SLC sismico:} \quad E + P + S_W + S_T + \Delta S_{WE} + \Delta S_{TE}$$

dove P sono i pesi propri, S_T la spinta delle terre, S_W la spinta dell'acqua, E l'azione sismica della massa della struttura, ΔS_T e ΔS_W i rispettivi incrementi sismici delle spinte.

I definitiva i coefficienti parziali sono:

$$\text{SLU Statico Comb. 1:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_\Phi = 1.00$$

$$\text{SLU Statico Comb. 2:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.30 \quad \gamma_\Phi = 1.25$$

$$\text{SLC Sismico Comb. 2:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_\Phi = 1.25$$

L'azione sismica orizzontale è diretta nello stesso verso della spinta idrostatica mentre quella verticale ha verso uguale all'accelerazione di gravità per la combinazione (+Kv) e verso opposto per la combinazione (-Kv). La combinazione sismica SLC con sisma verticale verso l'alto (-Kv) è generalmente quella dimensionante per le verifiche geotecniche esposte nel seguito.

La condizione sismica è sempre di gran lunga la condizione di calcolo maggiormente critica e pertanto verrà esposta nel seguito.

Si specifica che si sono eseguite le verifiche di capacità portante al piano di fondazione del jet grouting (piano dei limi) esclusivamente per le casistiche maggiormente gravose.

9.2.3. Sezione 1: Manufatto A (concio sfiorante)

9.2.3.1 Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 45% a cui corrisponde una coesione equivalente di 344 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d).

La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

A2 + M2 + R2 (SLC SISMICA)
Peso manufatto

A1 [m ²] =	222.7	area sezione in cls della diga
γ_{cls} [kN/m ³] =	23.5	peso di volume del cls
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte
b [m] =	14.5	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione
W1 [kN/m] =	5233.5	peso del manufatto in cls
W2 [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
W1,d [kN/m] =	5233.5	peso del manufatto in cls
W2,d [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione

Peso acqua monte

Aw [m ²] =	46.9	area acqua gravante a monte del manufatto
Ww [kN/m] =	469.0	peso del manufatto in cls
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Nw,d [kN/m] =	469.0	peso del manufatto in cls

Spinta idrostatica

Hw [m] =	17.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)
Sw [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Sw,d [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare

Spinta terreno a tergo

Ht [m] =	6.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)
Ht,tot [m] =	9.0	altezza spingente rispetto alla base del dente
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume terreno
γ_t [kN/m ³] =	9.0	peso di volume immerso del terreno
ϕ^* [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente
γ_ϕ [-] =	1.25	fattore parziale
ϕ_d^* [deg] =	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
k_α [-] =	0.331	coeff. di spinta statica
St,d [kN/m] =	120.7	spinta statica del terreno con legge triangolare

Coefficienti sismici

Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)

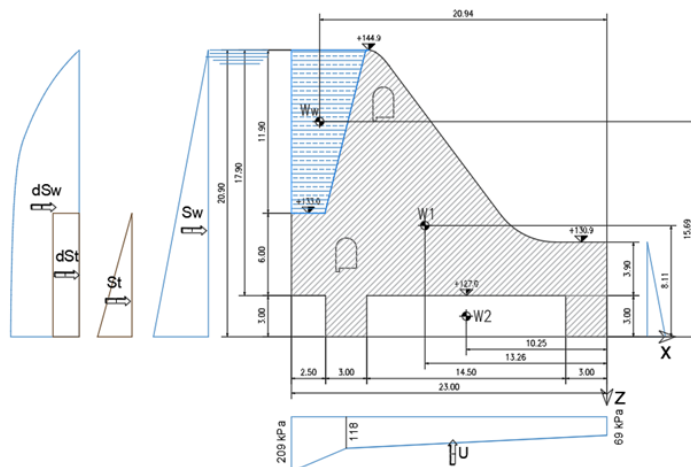
Incremento spinta idrodinamica

ΔS_w [kN/m] =	594.69	spinta idrodinamica
-----------------------	--------	---------------------

Incremento spinta sismica terreno

$\Delta k_{\alpha E}$ [-] =	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale
ΔSt [kN/m] =	105.8	incremento sismico spinta terreno

	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	8.11	5233.5	-13.26	0.0	69395.5	-69395.5	peso del manufatto
Ww ->	0.0	15.70	469.0	-20.94	0.0	9820.9	-9820.9	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	826.5	-10.25	0.0	8471.6	-8471.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1602.1	8.97	0.00	0.00	14365.0	0.0	14365.0	spinta idrostatica
St ->	120.7	3.00	0.00	0.00	362.1	0.0	362.1	spinta statica terreno
$\Delta W1$ h ->	1889.3	8.11	0.00	0.00	15322.0	0.0	15322.0	forza inerziale orizzontale della diga
$\Delta W1$ v ->	0.0	8.11	-944.64	-13.26	12525.9	0.0	12525.9	forza inerziale verticale della diga
$\Delta W2$ h ->	298.4	1.50	0.00	-10.25	447.5	0.0	447.5	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta W2$ v ->	0.0	1.50	-149.18	-10.25	1529.1	0.0	1529.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔS_w h ->	594.7	9.11	0.00	0.00	5416.3	0.0	5416.3	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	105.8	4.50	0.00	0.00	475.9	0.0	475.9	spinta incremento sismico del terreno
TOTALI ->	4610.8		5435.1		50443.9	87688.0	-37244.1	

SEZIONE I


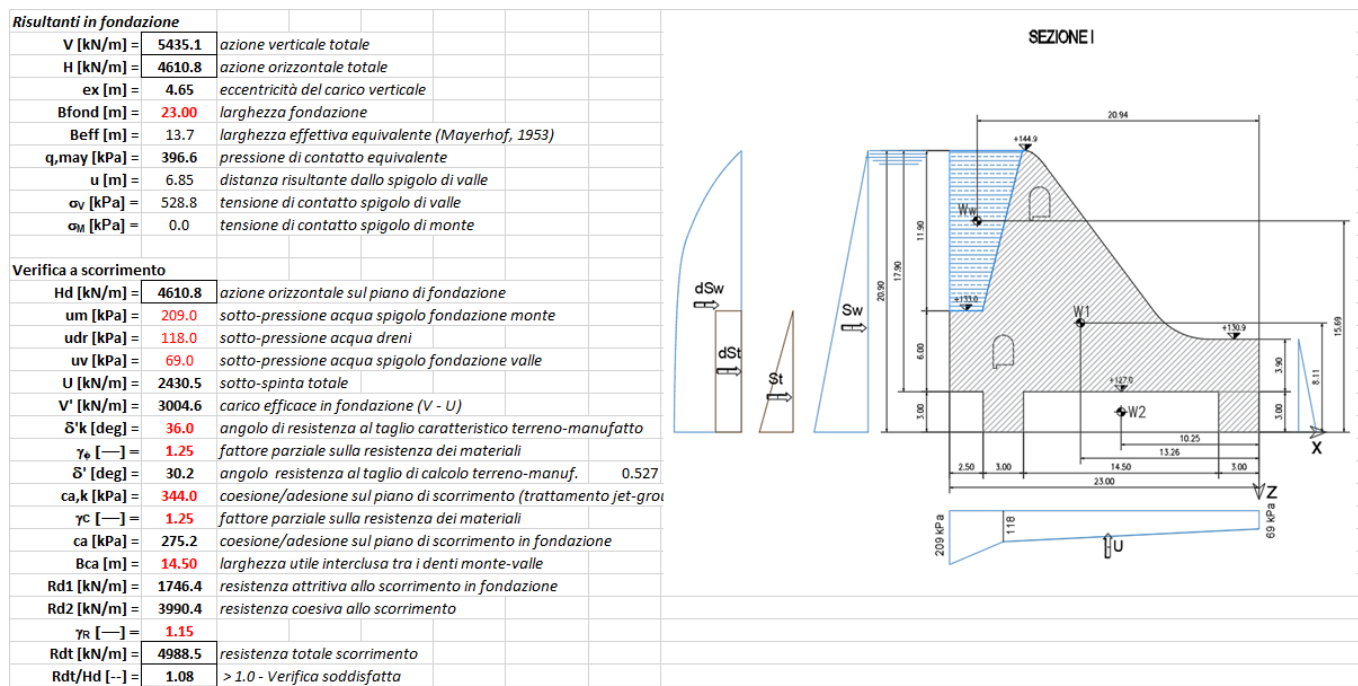


Figura 367. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.3.1. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)				SEZIONE I				
Peso manufatto								
A1 [m²] =	222.7	area sezione in cls della diga						
γcls [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls						
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m] =	14.5	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m] =	5233.5	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m] =	5233.5	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m²] =	46.9	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m] =	469.0	peso del manufatto in cls						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m] =	469.0	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m] =	17.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Sw,d [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m] =	6.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m] =	9.0	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γt[kN/m³] =	19.0	peso di volume terreno						
γt[kN/m³] =	9.0	peso di volume immerso del terreno						
φκ' [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γφ [-] =	1.25	fattore parziale						
φd' [deg] =	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γφ [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
κA [-] =	0.331	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m] =	120.7	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale						
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔSw [kN/m] =	594.69	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
ΔkAE [-] =	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m] =	105.8	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m] =	2430.5	sottospinta						
γφ [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m] =	2430.5	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mr ib	Mst b	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	8.11	5233.5	-13.26	0.0	69395.5	-69395.5	peso del manufatto
Ww ->	0.0	15.70	469.0	-20.94	0.0	9820.9	-9820.9	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	826.5	-10.25	0.0	8471.6	-8471.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1602.1	8.97	0.00	0.00	14365.0	0.0	14365.0	spinta idrostatica
St ->	120.7	3.00	0.00	0.00	362.1	0.0	362.1	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	1889.3	8.11	0.00	0.00	15322.0	0.0	15322.0	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	8.11	-944.6	-13.26	12525.9	0.0	12525.9	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	298.4	1.50	0.00	-10.25	447.5	0.0	447.5	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	1.50	-149.2	-10.25	1529.1	0.0	1529.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔSw h ->	594.7	9.11	0.00	0.00	5416.3	0.0	5416.3	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	105.8	4.50	0.00	0.00	475.9	0.0	475.9	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-2430.50	-13.25	32204.1	0.0	32204.1	sottospinta idraulica
TOTALI ->	4610.8		3004.6		82648.0	87688.0	-5040.0	
Ms,d [kN/m] =	87688.0	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m] =	82648.0	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-] =	1.06	> 1.0 - Verifica soddisfatta						

Figura 368. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.3.2. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 370 m, sicuramente tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, corrispondente a quota +144.9 m s.l.m., mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

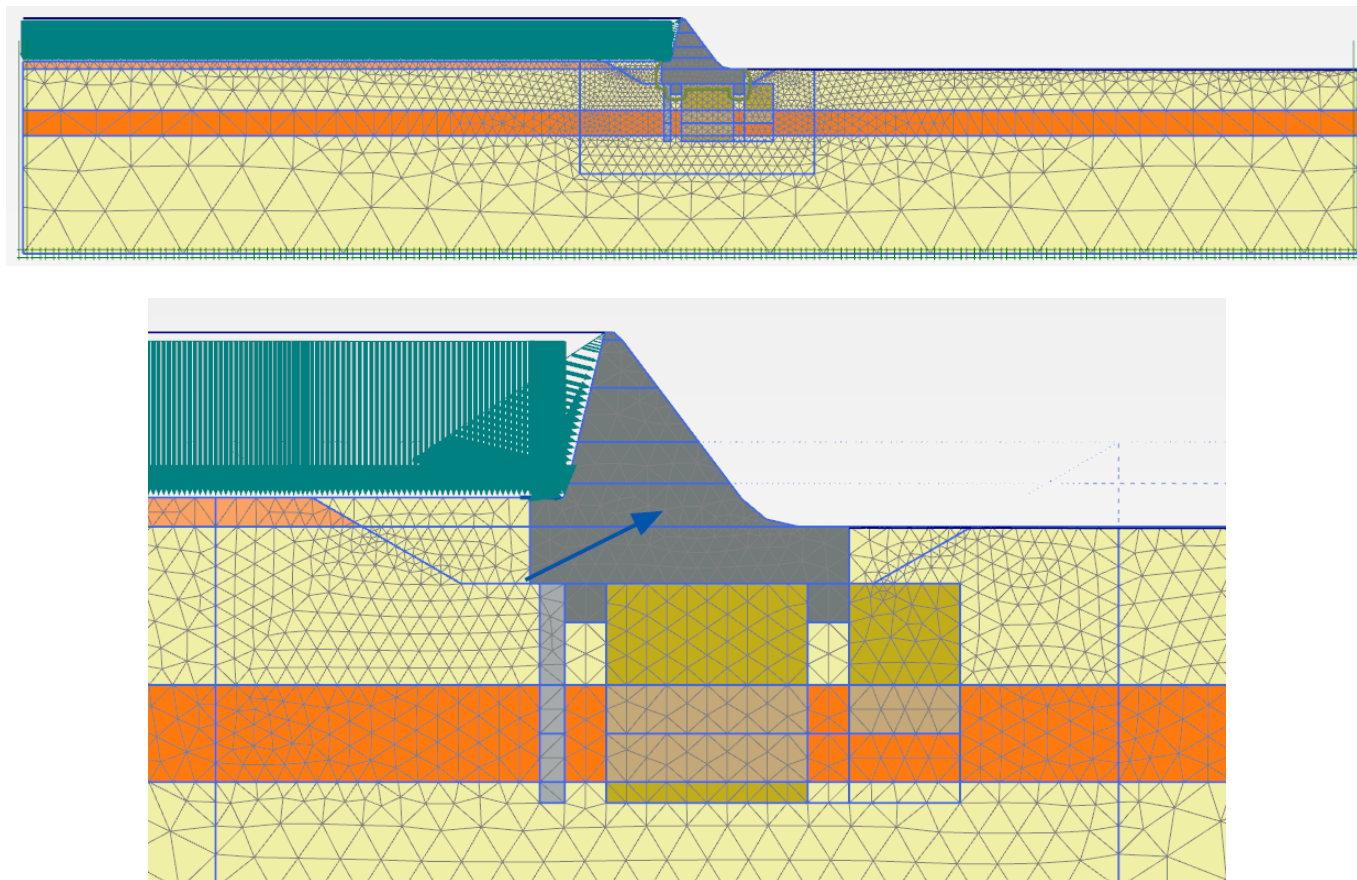


Figura 369. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massima piena di progetto (quota +144.9 m s.l.m.).
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

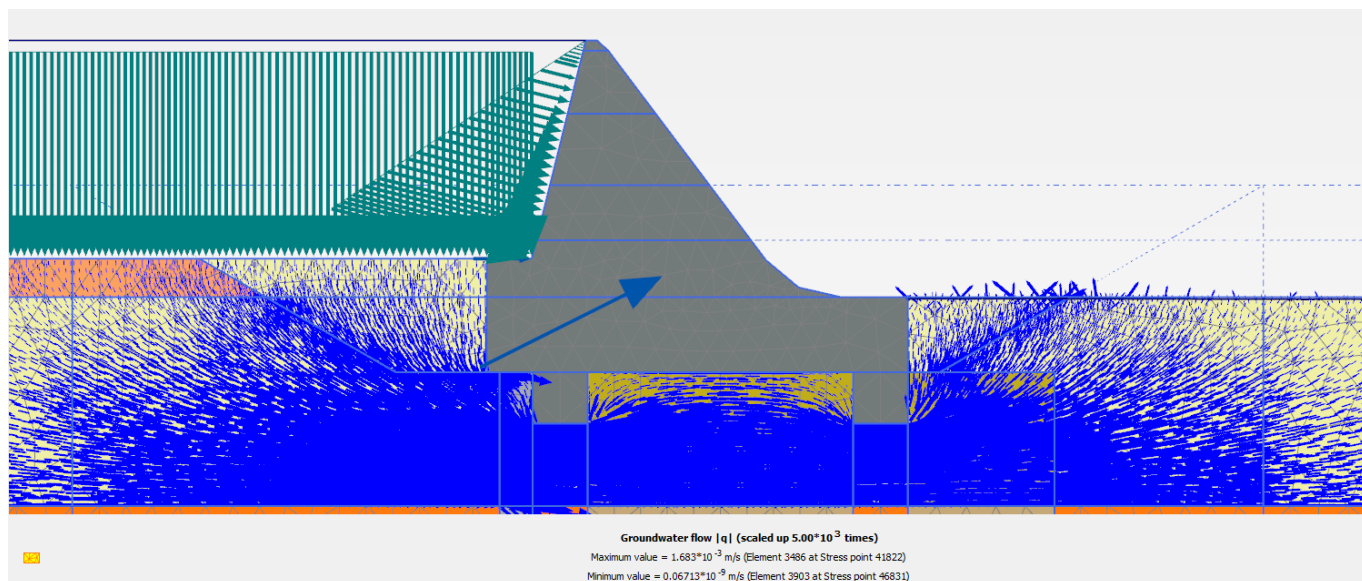


Figura 370. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Sismica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (φ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\varphi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

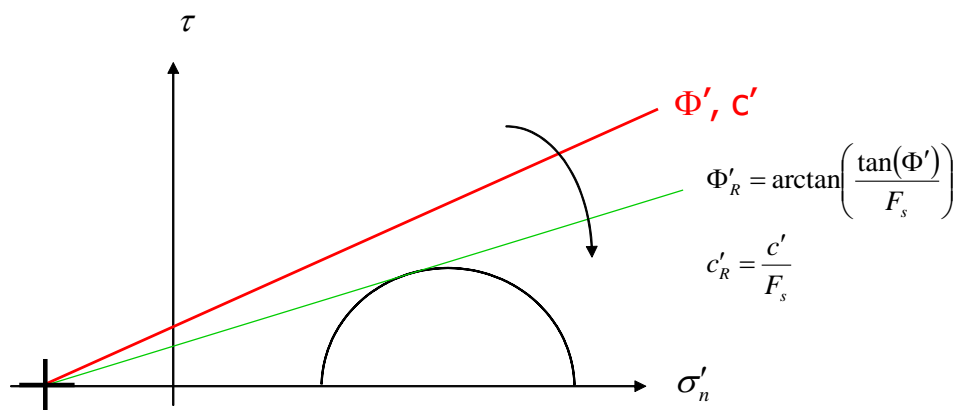


Figura 371. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinatismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 1.61 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

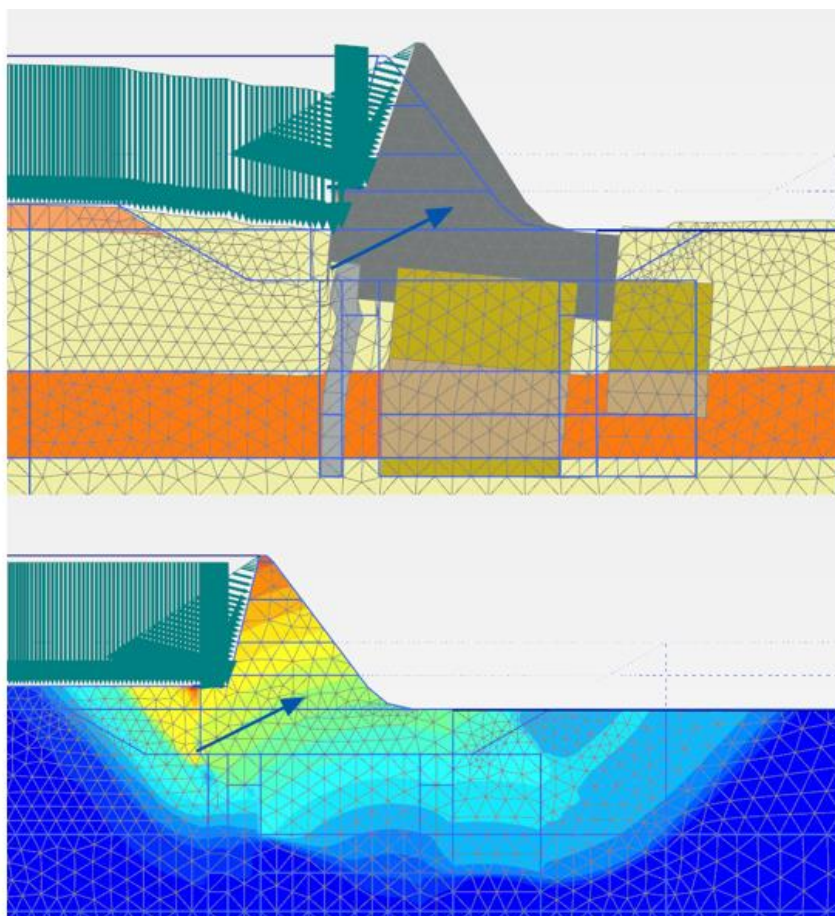


Figura 372. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 1.61$ (Condizione sismica SLC)

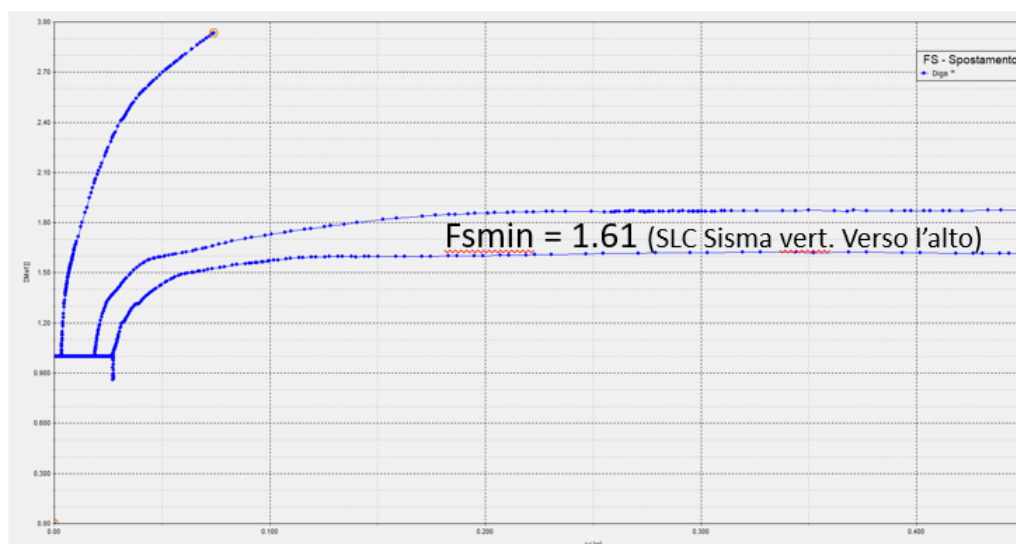


Figura 373. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.3.3. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

Si eseguirà prima una verifica sul piano di fondazione del manufatto e successivamente una verifica alla base delle colonne in jet-grouting (a favore di sicurezza si considerano le caratteristiche dei terreni più scadenti, ovvero i limi).

Nel caso in cui si consideri la verifica a piano fondazioni del Manufatto A (con un valore quindi di D pari a 6.90 m), la massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 400 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

Risultanti in fondazione		
V [kN/m] =	5435.1	<i>azione verticale totale</i>
H [kN/m] =	4610.8	<i>azione orizzontale totale</i>
ex [m] =	4.65	<i>eccentricità del carico verticale</i>
Bfond [m] =	23.00	<i>larghezza fondazione</i>
Beff [m] =	13.7	<i>larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)</i>
q_{may} [kPa] =	396.6	<i>pressione di contatto equivalente</i>

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel caso invece in cui si consideri la verifica al piano dei limi, ovvero a 19.90 m da piano campagna, bisogna considerare la diffusione del carico su un'area maggiormente estesa, quindi con un angolo di diffusione di 30° si ottiene un valore di $B_{eff} = 28.71$ m. Per valutare la capacità portante della fondazione sarà pertanto necessario considerare anche il contributo del volume di terreno compreso tra quota -6.90 m da p.c. e -19.90 m da p.c., avente forma trapezoidale. Inoltre bisogna considerare il contributo inerziale dato dall'accelerazione sismica verticale di tale blocco di terreno, come presentato nella tabella presente.

<u>azione verticale INERZIALE blocco di terreno</u>		
peso specifico del terreno	19	kN/mc
h terreno blocco	13	m
L	12	m
base maggiore (diffusione 30°)	28.71	m
base minore (diffusione 30°)	13.7	m
area del blocco	275.7	mq
volume del blocco	3308	mc
peso del blocco al metro	5238	kN/m
peso del blocco	62852	kN
azione verticale INERZIALE blocco di terreno	11345	kN
accelerazione sismica	0.361	g

Si ottiene quindi un valore di carico verticale totale di 139417.5 kN e un carico orizzontale totale di 55329.6 kN.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 23m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:
 - $N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \text{tg} \phi'}$;
 - $N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi'$;
 - $N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \text{sen} \beta$ (per $\phi' = 0$);
- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):
 - $s_q = 1 + B/L \text{tg} \phi'$;
 - $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
 - $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;
- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):
 - $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \text{arctg}(D/B)$, se $D/B > 1$;
 - $d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$;
 - $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\phi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi')$ (per $\phi' > 0$);
 - $d_\gamma = 1$;
- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \text{tg} \phi'}; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1};$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \text{sen}^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L .

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 271 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci sfioranti – SLC A2+M2+R2 – piano fondazione

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S.=q_{lim}/q$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
65221	55329	36	30.17	344	275	9	9	23	13.7	12	6.9	8883	400	22.20

Tabella 272 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci sfioranti – SLC A2+M2+R2 – piano dei limi

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B_{min}	B_{max}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S.=q_{lim}/q$

[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
139417	55329	25	20.46	10	8	9	9	13.7	28.71	12	19.90	1655	405	4.09

9.2.3.4. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo 9.2.3.2 al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 1.3 cm, di cui gran parte (circa 1 cm) dovuto al peso proprio del manufatto e che pertanto avverrà durante le fasi realizzative.

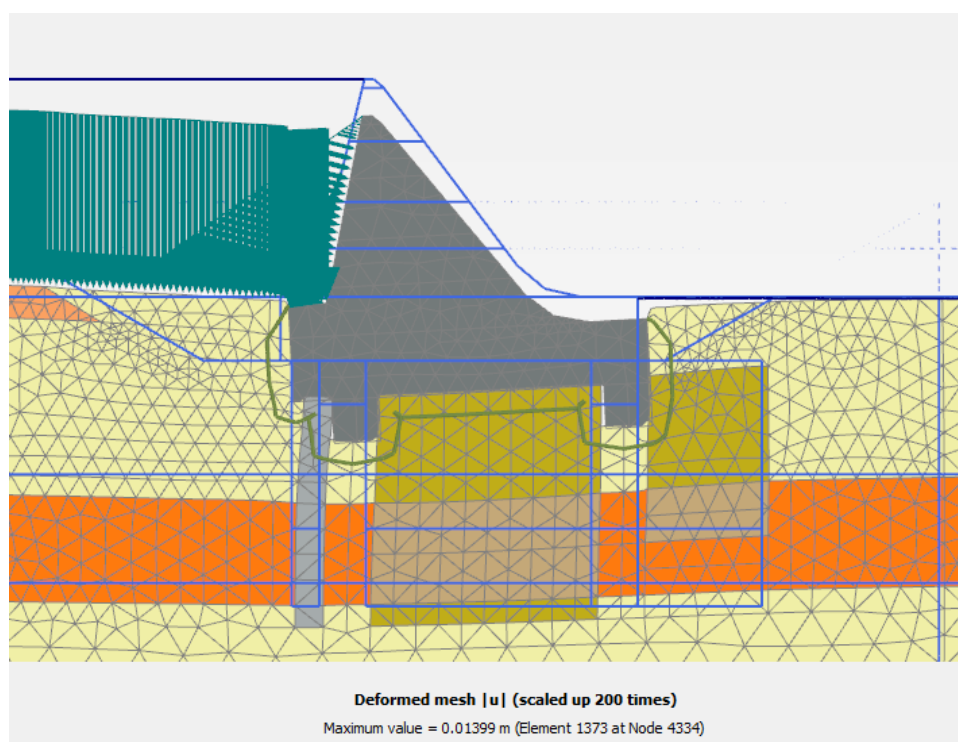


Figura 374. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, pari a circa 3.0 cm misurato in sommità, dovuto alla rotazione del manufatto; mentre rimane sostanzialmente invariato lo spostamento verticale medio del manufatto rispetto alla condizione statica.

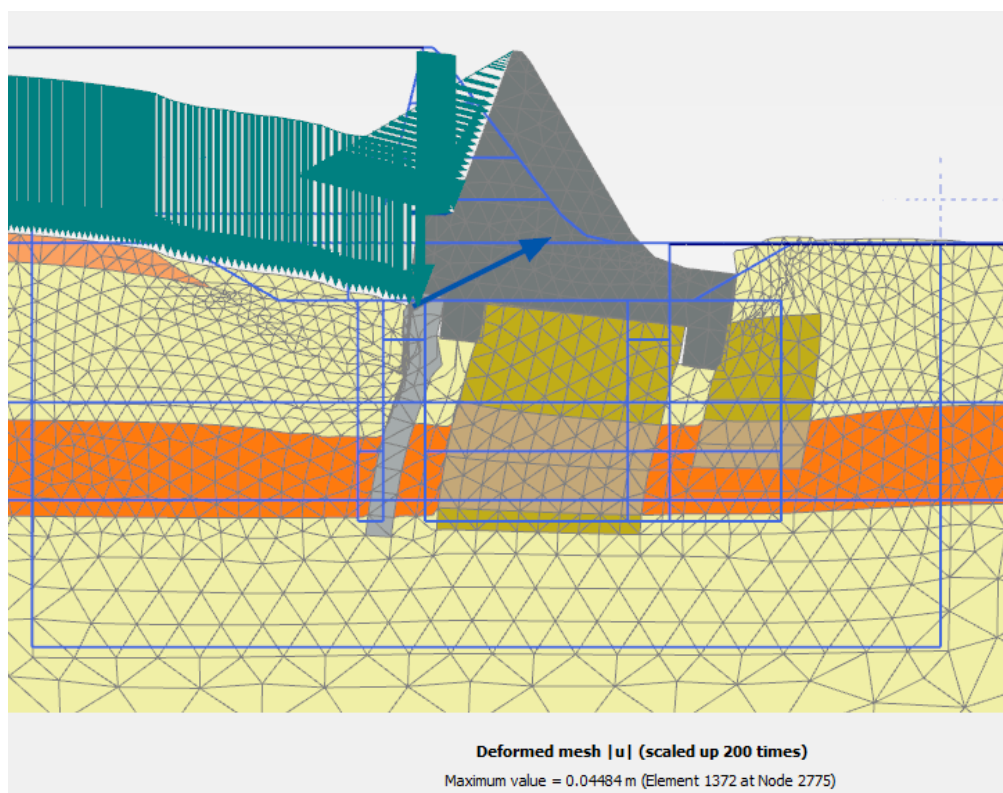


Figura 375. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

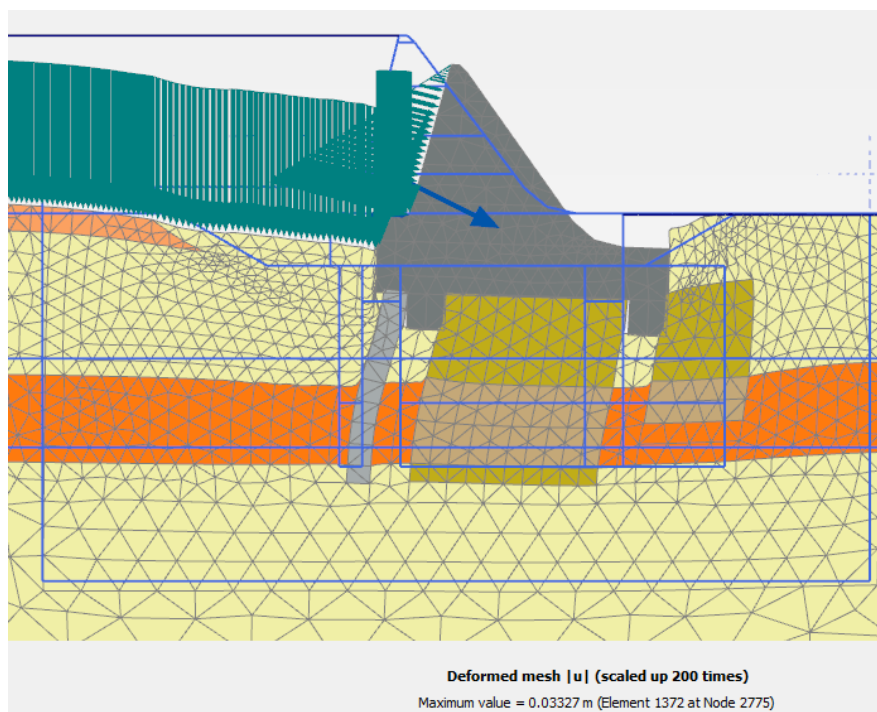


Figura 376. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.4. Sezione 2: Manufatto A (concio sotto battente)

9.2.4.1. Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 45% a cui corrisponde una coesione equivalente di 344 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d).

La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

A2 + M2 + R2 (SLC SISMICA)
Peso manufatto

A1 [m ²] =	290.7	area sezione in cls della diga
γ_{cls} [kN/m ³] =	19.8	peso di volume del cls
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte
b [m] =	14.5	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione
W1 [kN/m] =	5755.9	peso del manufatto in cls
W2 [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
W1,d [kN/m] =	5755.9	peso del manufatto in cls
W2,d [kN/m] =	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione

Peso acqua monte

Aw [m ²] =	46.8	area acqua gravante a monte del manufatto
Ww [kN/m] =	468.0	peso del manufatto in cls
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Nw,d [kN/m] =	468.0	peso del manufatto in cls

Spinta idrostatica

Hw [m] =	17.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)
Sw [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Sw,d [kN/m] =	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare

Spinta terreno a tergo

Ht [m] =	6.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso den
Ht,tot [m] =	9.0	altezza spingente rispetto alla base del dente
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume terreno
γ_t [kN/m ³] =	9.0	peso di volume immerso del terreno
ϕ^* [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente
γ_ϕ [-] =	1.25	fattore parziale
ϕ_d^* [deg] =	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
k_a [-] =	0.331	coeff. di spinta statica
St,d [kN/m] =	120.7	spinta statica del terreno con legge triangolare

Coefficienti sismici

Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)

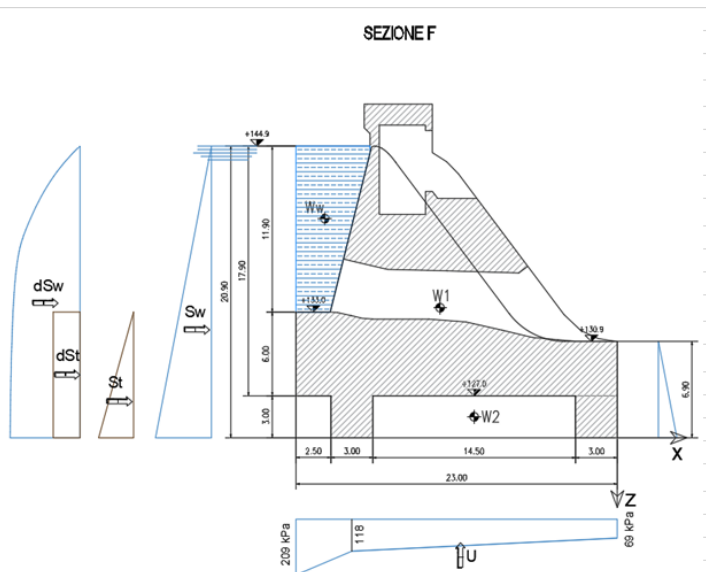
Incremento spinta idrodinamica

ΔS_w [kN/m] =	594.7	spinta idrodinamica
-----------------------	-------	---------------------

Incremento spinta sismica terreno

Δk_{se} [-] =	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale
ΔSt [kN/m] =	105.8	incremento sismico spinta terreno

	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	9.32	5755.9	-12.69	0.0	73041.9	-73041.9	peso del manufatto
Ww ->	0.0	15.70	468.0	-20.94	0.0	9799.9	-9799.9	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	826.5	-10.25	0.0	8471.6	-8471.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1602.1	8.97	0.00	0.00	14365.0	0.0	14365.0	spinta idrostatica
St ->	120.7	3.00	0.00	0.00	362.1	0.0	362.1	spinta statica terreno
$\Delta W1$ h ->	2077.9	9.32	0.00	0.00	19365.7	0.0	19365.7	forza inerziale orizzontale della diga
$\Delta W1$ v ->	0.0	9.32	-1038.93	-12.69	13184.1	0.0	13184.1	forza inerziale verticale della diga
$\Delta W2$ h ->	298.4	1.50	0.00	-10.25	447.5	0.0	447.5	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta W2$ v ->	0.0	1.50	-149.18	-10.25	1529.1	0.0	1529.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔS_w h ->	594.7	9.11	0.00	0.00	5416.3	0.0	5416.3	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	105.8	4.50	0.00	0.00	475.9	0.0	475.9	spinta incremento sismico del terreno
TOTALI ->	4799.4		5862.2		55145.7	91313.4	-36167.7	



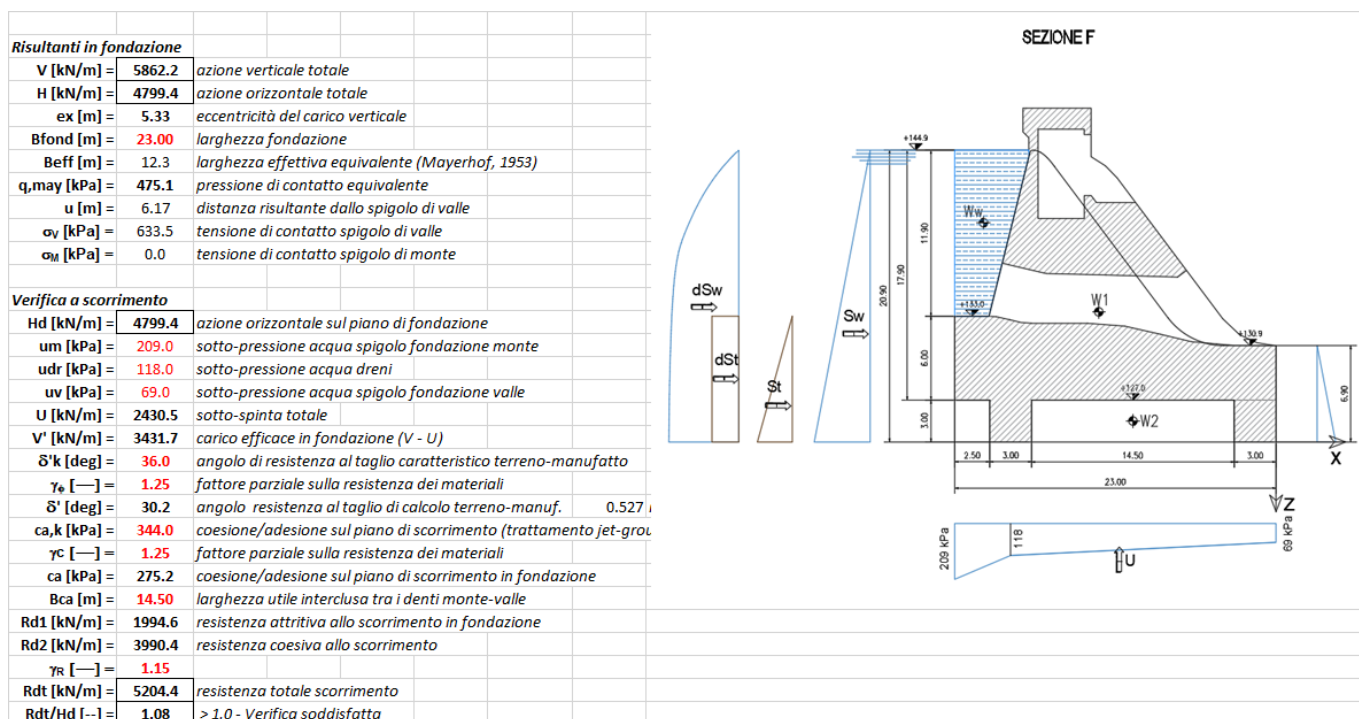


Figura 377. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.4.2. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)								
Peso manufatto								
A1 [m ²]	290.7	area sezione in cls della diga						
γ_{cls} [kN/m ³]	19.8	peso di volume del cls						
hd [m]	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m]	14.5	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m]	5755.86	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m]	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γ_g [-]	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m]	5755.86	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m]	826.5	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m ²]	46.8	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m]	468.0	peso del manufatto in cls						
γ_g [-]	1.00	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m]	468.0	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m]	17.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw [kN/m]	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
γ_g [-]	1.00	fattore parziale azioni						
Sw,d [kN/m]	1602.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m]	6.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m]	9.0	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γ_t [kN/m ³]	19.0	peso di volume terreno						
γ_t' [kN/m ³]	9.0	peso di volume immerso del terreno						
ϕ_{κ}' [deg]	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γ_g [-]	1.25	fattore parziale						
ϕ_d' [deg]	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γ_g [-]	1.00	fattore parziale azioni						
k_A [-]	0.331	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m]	120.7	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
K_h [-]	0.361	coeff. sismico orizzontale						
K_v [-]	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔS_w [kN/m]	594.69	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
Δk_{AE} [-]	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m]	105.8	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m]	2430.5	sottospinta						
γ_g [-]	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m]	2430.5	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mr ib	Mst b	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	9.32	5755.9	-12.69	0.0	73041.9	-73041.9	peso del manufatto
Ww ->	0.0	15.70	468.0	-20.94	0.0	9799.9	-9799.9	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	826.5	-10.25	0.0	8471.6	-8471.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1602.1	8.97	0.00	0.00	14365.0	0.0	14365.0	spinta idrostatica
St ->	120.7	3.00	0.00	0.00	362.1	0.0	362.1	spinta statica terreno
$\Delta W1$ h ->	2077.9	9.32	0.00	0.00	19365.7	0.0	19365.7	forza inerziale orizzontale della diga
$\Delta W1$ v ->	0.0	9.32	-1038.9	-12.69	13184.1	0.0	13184.1	forza inerziale verticale della diga
$\Delta W2$ h ->	298.4	1.50	0.00	-10.25	447.5	0.0	447.5	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta W2$ v ->	0.0	1.50	-149.2	-10.25	1529.1	0.0	1529.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔS_w h ->	594.7	9.11	0.00	0.00	5416.3	0.0	5416.3	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	105.8	4.50	0.00	0.00	475.9	0.0	475.9	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-2430.50	-13.25	32204.1	0.0	32204.1	sottospinta idraulica
TOTALI ->	4799.4		3431.7		87349.9	91313.4	-3963.6	
Ms,d [kN/m]	91313.4	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m]	87349.9	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-]	1.05	> 1.0 - Verifica soddisfatta						

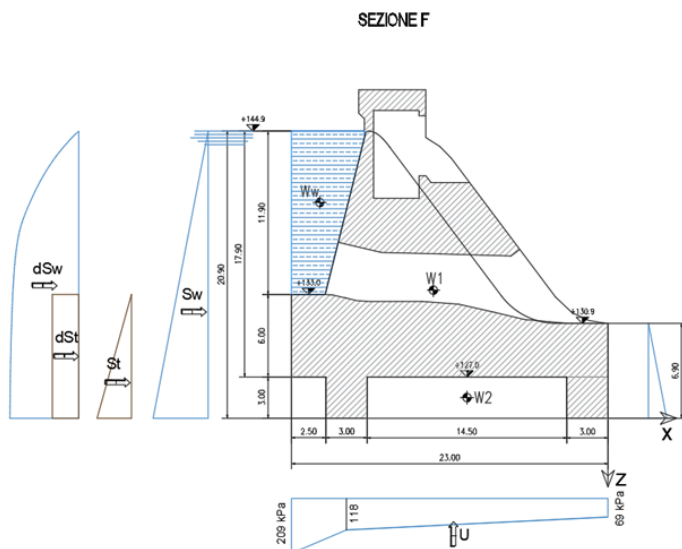


Figura 378. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.4.3. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 370 m, tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, corrispondente a quota +144.9 m s.l.m., mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

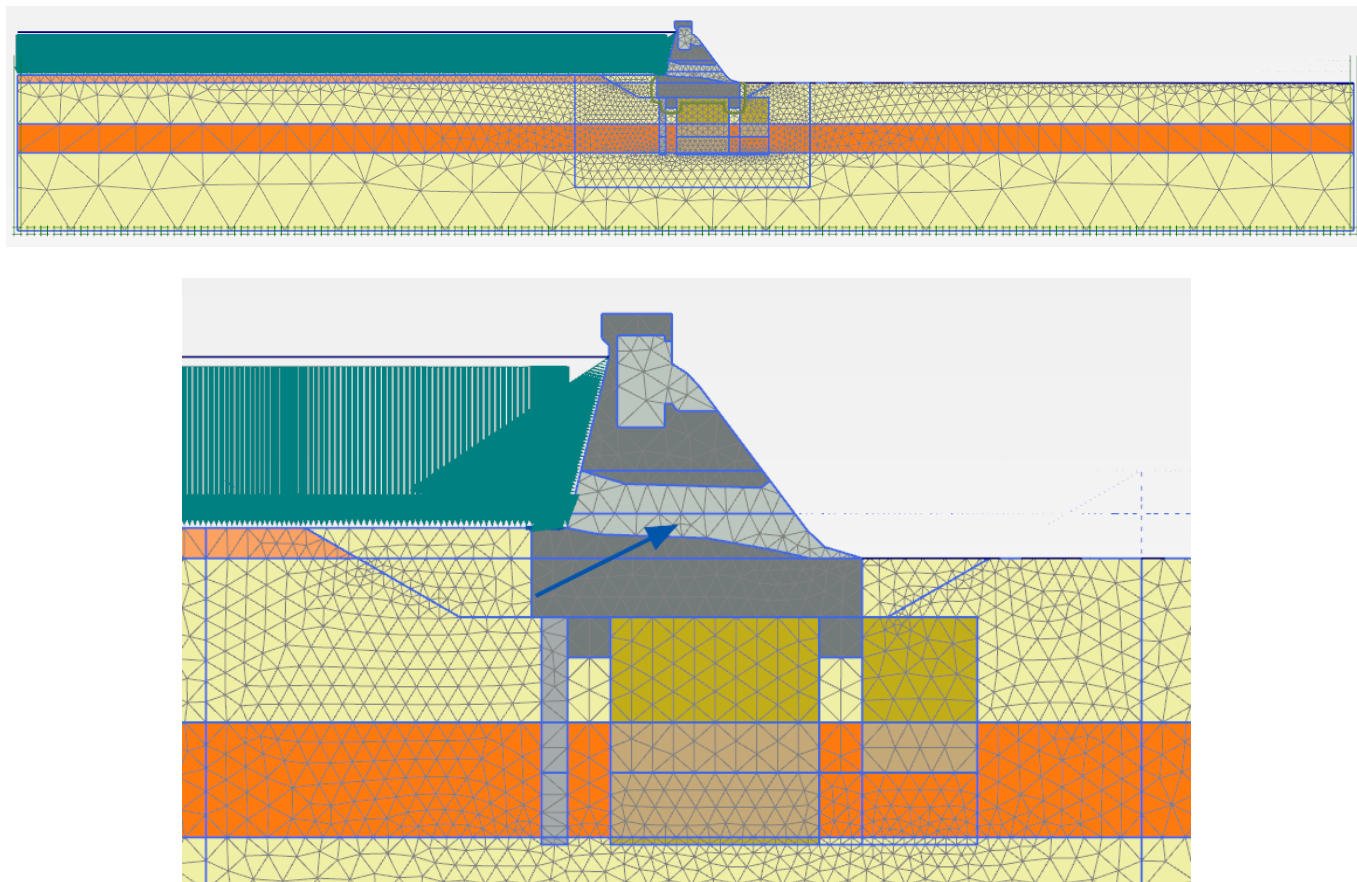


Figura 379. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massima piena di progetto (quota +144.9 m s.l.m.).
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

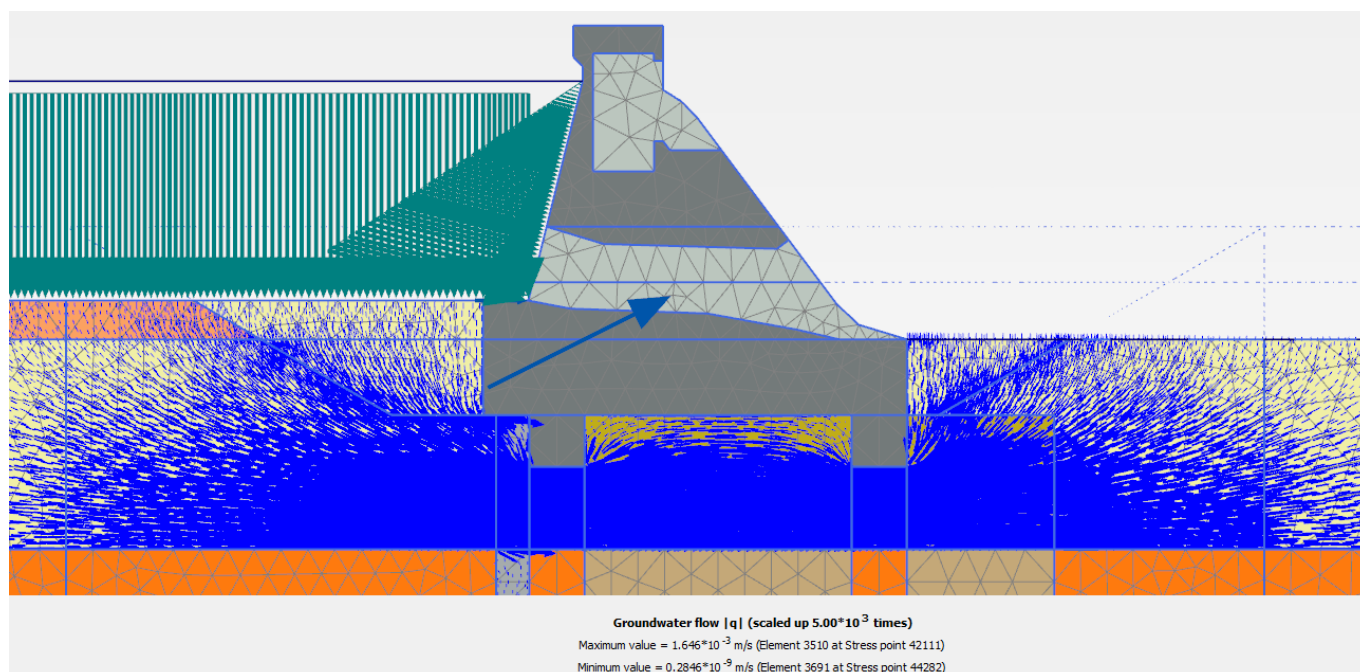


Figura 380. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Sismica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan (\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

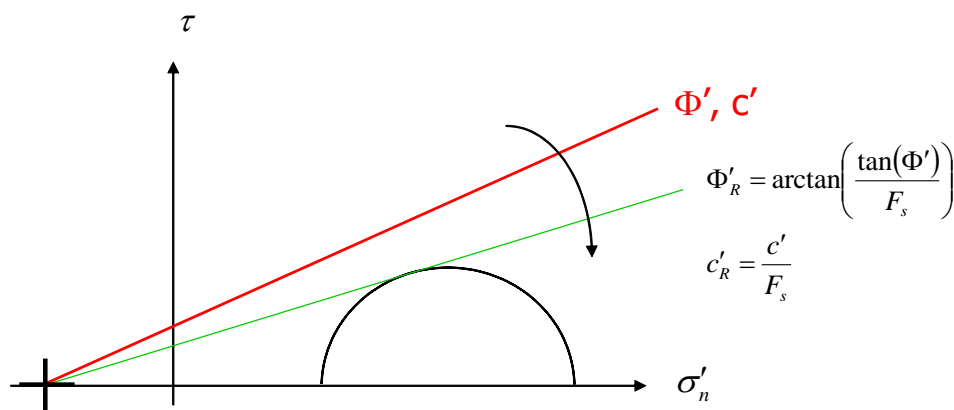


Figura 381. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 1.53 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

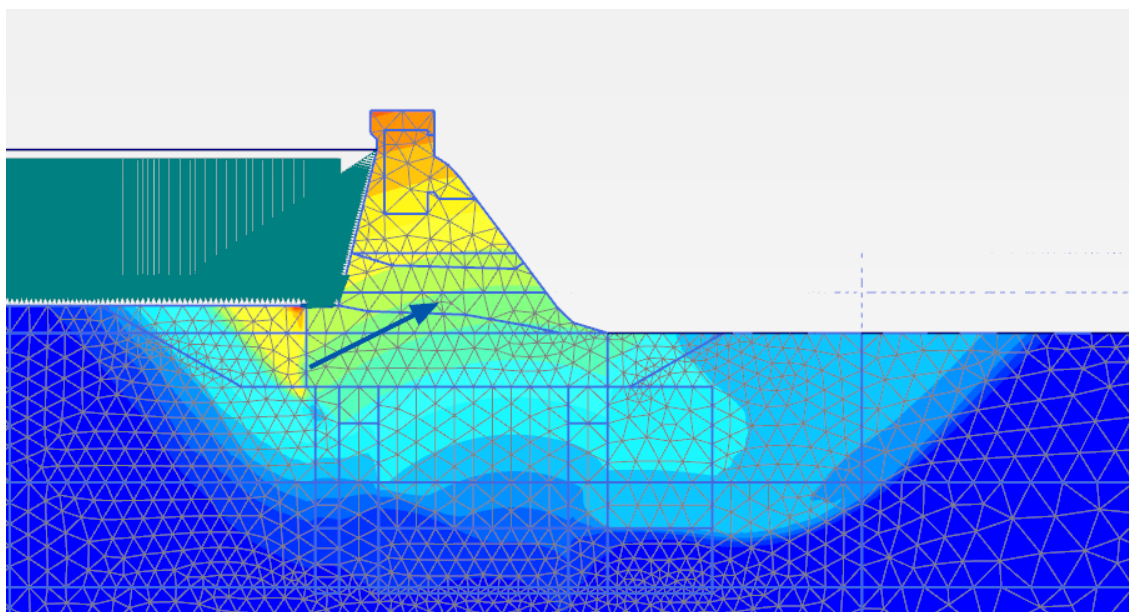


Figura 382. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 1.53$ (Condizione sismica SLC)

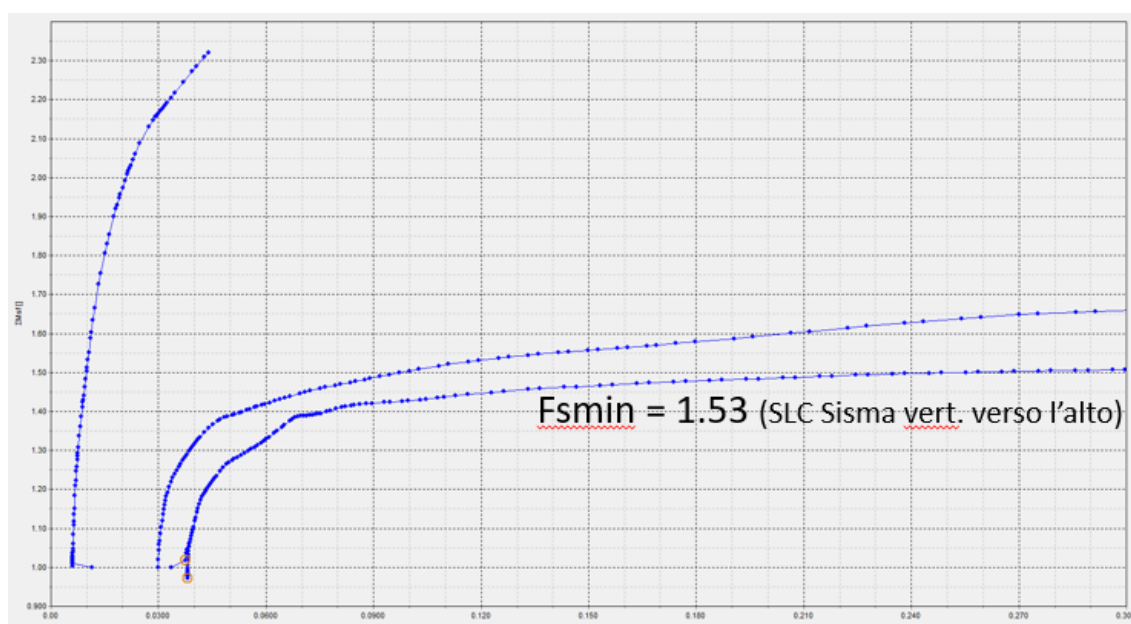


Figura 383. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.4.4. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

Si eseguirà prima una verifica sul piano di fondazione del manufatto e successivamente una verifica alla base delle colonne in jet-grouting (a favore di sicurezza si considerano le caratteristiche dei terreni più scadenti, ovvero i limi).

Nel caso in cui si consideri la verifica a piano fondazioni del Manufatto A (con un valore quindi di D pari a 6.90 m), la massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 475 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

Risultanti in fondazione		
V [kN/m] =	5862.2	<i>azione verticale totale</i>
H [kN/m] =	4799.4	<i>azione orizzontale totale</i>
ex [m] =	5.33	<i>eccentricità del carico verticale</i>
Bfond [m] =	23.00	<i>larghezza fondazione</i>
Beff [m] =	12.3	<i>larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)</i>
q_{may} [kPa] =	475.1	<i>pressione di contatto equivalente</i>

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel caso invece in cui si consideri la verifica al piano dei limi, ovvero a 19.90 m da piano campagna, bisogna considerare la diffusione del carico su un'area maggiormente estesa, quindi con un angolo di diffusione di 30° si ottiene un valore di $B_{eff} = 27.3$ m. Per valutare la capacità portante della fondazione sarà pertanto necessario considerare anche il contributo del volume di terreno compreso tra quota -6.90 m da p.c. e -19.90 m da p.c., avente forma trapezoidale. Inoltre bisogna considerare il contributo inerziale dato dall'accelerazione sismica verticale di tale blocco di terreno, come presentato nella tabella presente.

<u>azione verticale INERZIALE blocco di terreno</u>		
peso specifico del terreno	19	kN/mc
h terreno blocco	13	m
L	12	m
base maggiore (diffusione 30°)	27.3	m
base minore (diffusione 30°)	12.3	m
area del blocco	257.4	m ²
volume del blocco	3089	mc
peso del blocco al metro	4891	kN/m
peso del blocco	58687	kN
azione verticale INERZIALE blocco di terreno	10593	kN
accelerazione sismica	0.361	g

Si ottiene quindi un valore di carico verticale totale di 139626 kN e un carico orizzontale totale di 57592 kN.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \cdot \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 23m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:

- $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$;
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$;
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \sin \beta$ (per $\phi' = 0$);

- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

- $s_q = 1 + B/L \tan \phi'$;
- $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
- $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;

- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

- $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \arctg(D/B)$, se $D/B > 1$;
- $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 k$;
- $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\phi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \phi')$ (per $\phi' > 0$);
- $d_\gamma = 1$;

- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1};$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L.

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 273 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci sotto battente – SLC A2+M2+R2 – piano fondazione

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S.=q_{lim}/q$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
70346	57592	36	30.17	344	275	9	9	23	12.3	12	6.9	7962	475.1	16.76

Tabella 274 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto A – conci sotto battente – SLC A2+M2+R2 – piano dei limi

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	Bmin	Bmax	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S.=q_{lim}/q$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
139626	57592	25	20.46	10	8	9	9	12.3	27.3	12	19.90	1578	426	3.70

9.2.4.5. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 1.2 cm, di cui gran parte dovuto al peso proprio del manufatto e che pertanto avverrà durante le fasi realizzative.

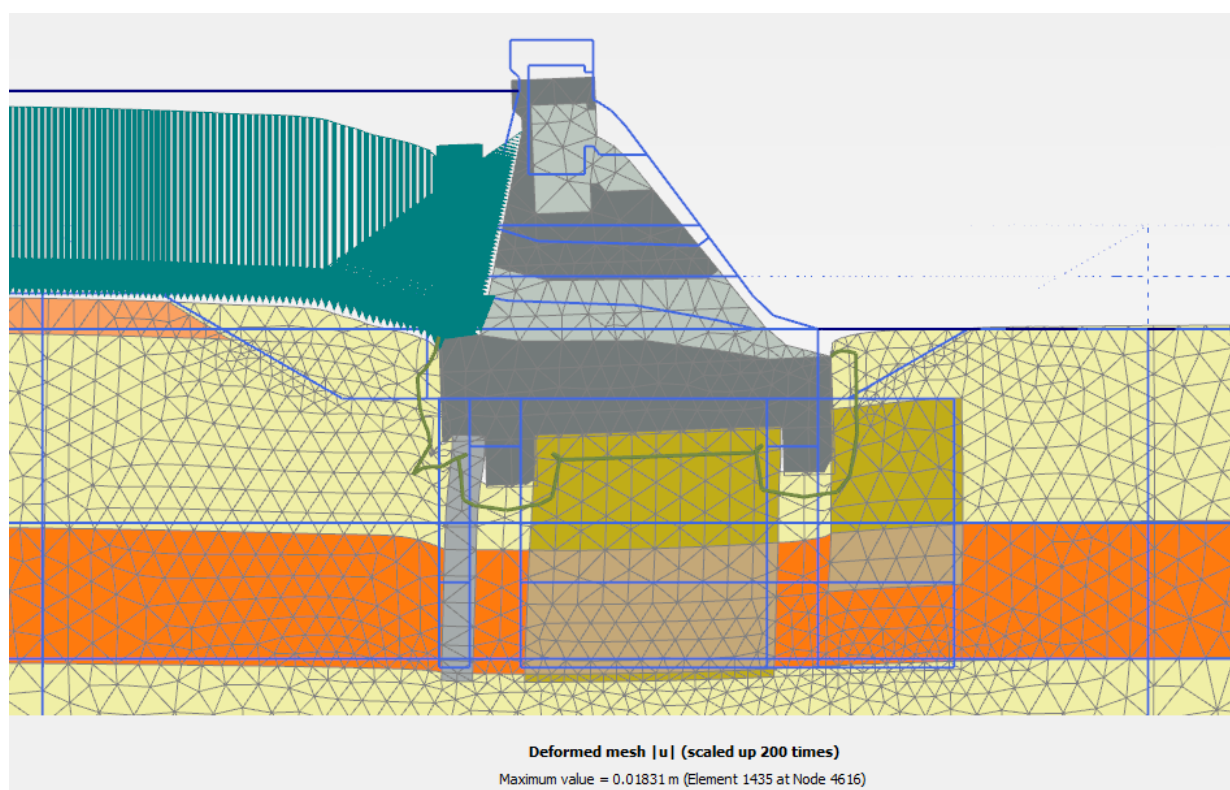


Figura 384. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, pari a circa 3.8 cm misurato in sommità, dovuto alla rotazione del manufatto; mentre rimane sostanzialmente invariato lo spostamento verticale medio del manufatto rispetto alla condizione statica.

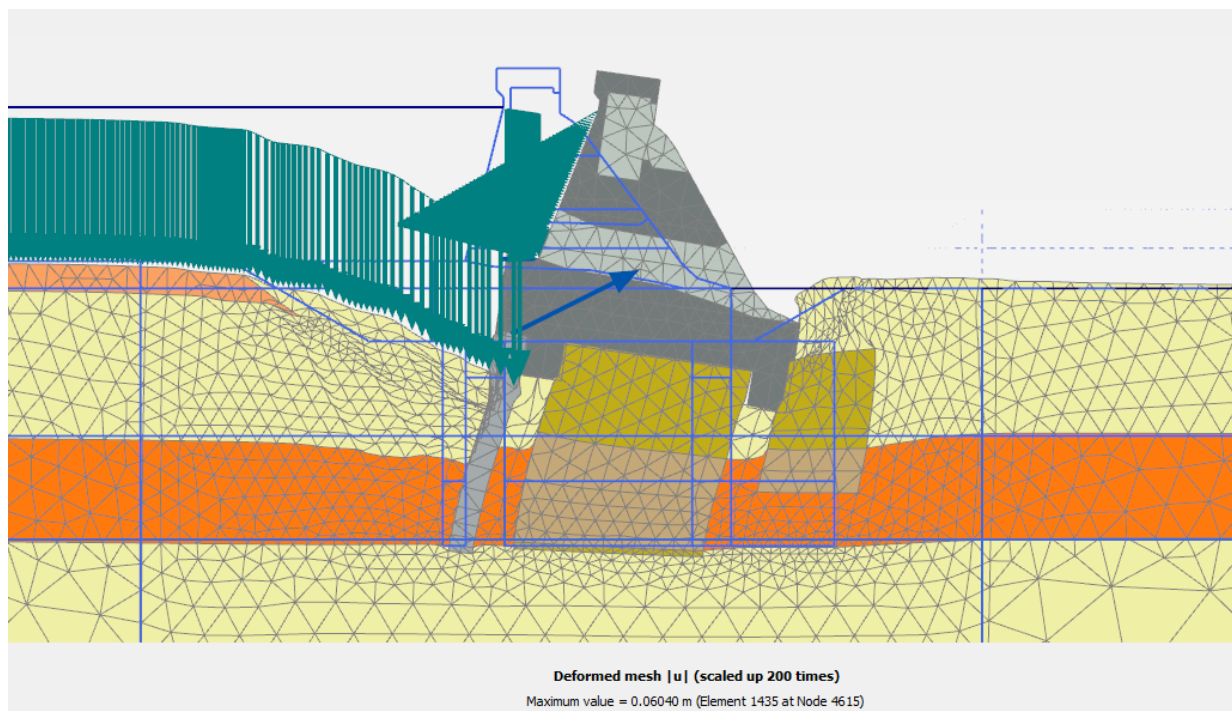


Figura 385. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

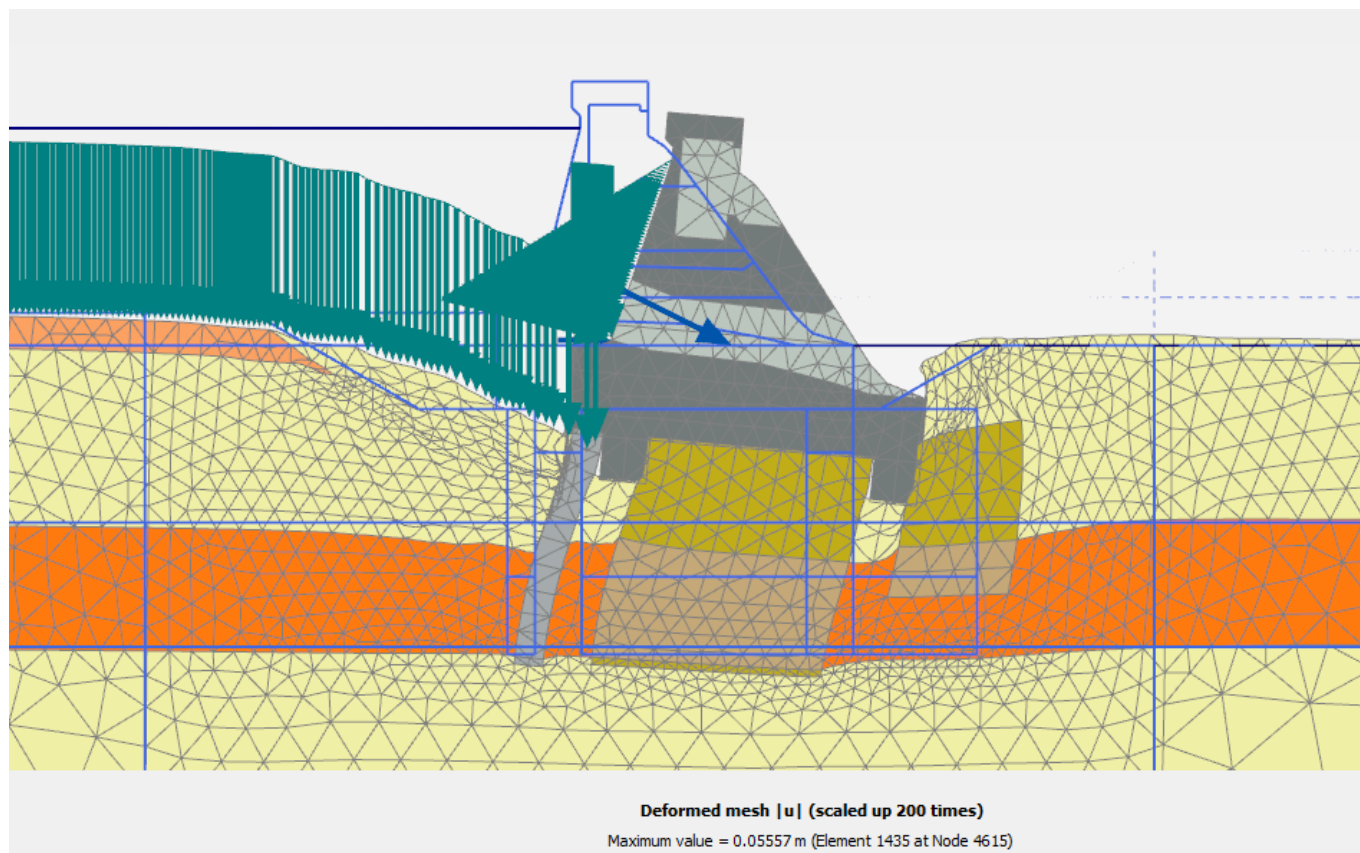


Figura 386. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.5. Sezione 3: Manufatto B

9.2.5.1. Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 50% a cui corrisponde una coesione equivalente di 382 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d). La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

A2 + M2 + R2 (SLC SISMICA)
Peso manufatto

A1 [m ²] =	174.7	area sezione in cls della diga
γ_{cls} [kN/m ³] =	23.5	peso di volume del cls
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte
b [m] =	10.0	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione
W1 [kN/m] =	4105.45	peso del manufatto in cls
W2 [kN/m] =	570	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
W1,d [kN/m] =	4105.5	peso del manufatto in cls
W2,d [kN/m] =	570.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione

Peso acqua monte

Aw [m ²] =	34.0	area acqua gravante a monte del manufatto
Ww [kN/m] =	340.0	peso del manufatto in cls
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Nw,d [kN/m] =	340.0	peso del manufatto in cls

Spinta idrostatica

Hw [m] =	15.2	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)
Sw [kN/m] =	1155.2	spinta idrostatica con legge triangolare
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Sw,d [kN/m] =	1155.2	spinta idrostatica con legge triangolare

Spinta terreno a tergo

Ht [m] =	6.5	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)
Ht,tot [m] =	9.5	altezza spingente rispetto alla base del dente
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume terreno
γ_t [kN/m ³] =	9.0	peso di volume immerso del terreno
ϕ^* [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente
γ_ϕ [-] =	1.25	fattore parziale
ϕ_d^* [deg] =	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo
γ_g [-] =	1.00	fattore parziale azioni
k_a [-] =	0.331	coeff. di spinta statica
St,d [kN/m] =	134.5	spinta statica del terreno con legge triangolare

Coefficienti sismici

Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)

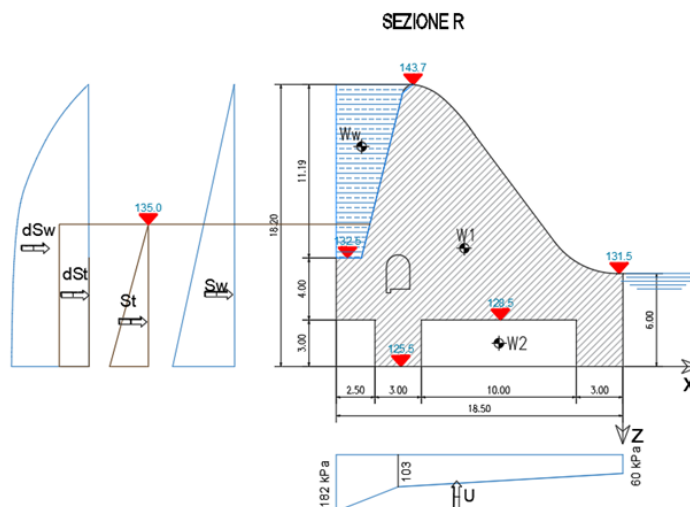
Incremento spinta idrodinamica

ΔS_w [kN/m] =	351.64	spinta idrodinamica
-----------------------	---------------	---------------------

Incremento spinta sismica terreno

Δk_{se} [-] =	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale
ΔSt [kN/m] =	117.8	incremento sismico spinta terreno

	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	7.63	4105.5	-10.22	0.0	41957.7	-41957.7	peso del manufatto
Ww ->	0.0	14.20	340.0	-16.87	0.0	5735.8	-5735.8	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	570.0	-8.00	0.0	4560.0	-4560.0	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1155.2	8.07	0.00	0.00	9318.6	0.0	9318.6	spinta idrostatica
St ->	134.5	3.17	0.00	0.00	425.8	0.0	425.8	spinta statica terreno
$\Delta W1$ h ->	1482.1	7.63	0.00	0.00	11308.2	0.0	11308.2	forza inerziale orizzontale della diga
$\Delta W1$ v ->	0.0	7.63	-741.03	-10.22	7573.4	0.0	7573.4	forza inerziale verticale della diga
$\Delta W2$ h ->	205.8	1.50	0.00	-8.00	308.7	0.0	308.7	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta W2$ v ->	0.0	1.50	-102.89	-8.00	823.1	0.0	823.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔS_w h ->	351.6	7.20	0.00	0.00	2531.4	0.0	2531.4	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	117.8	4.75	0.00	0.00	559.7	0.0	559.7	spinta incremento sismico del terreno
TOTALI ->	3447.0		4171.5		32848.8	52253.5	-19404.7	



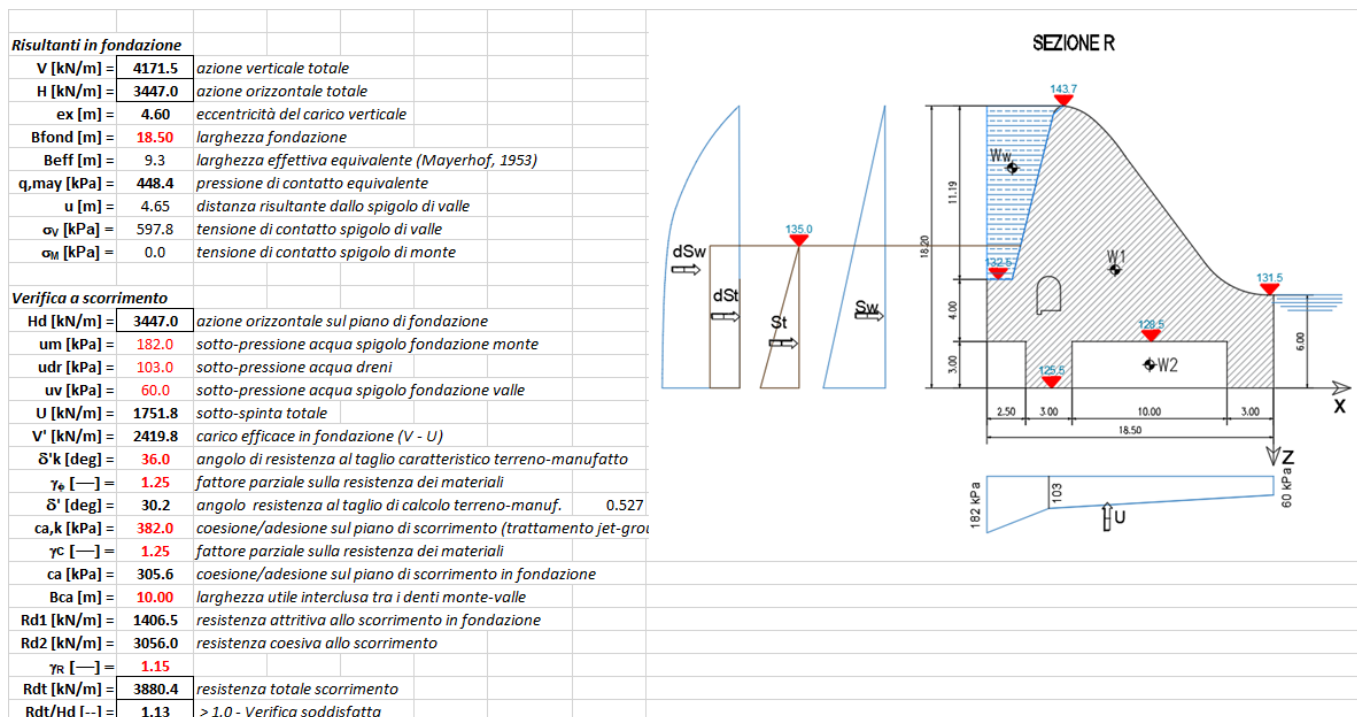


Figura 387. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.5.2. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)								
Peso manufatto								
A1 [m²] =	174.7	area sezione in cls della diga						
γcls [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls						
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m] =	10.0	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m] =	4105.5	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m] =	570.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m] =	4105.5	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m] =	570.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m²] =	34.0	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m] =	340.0	peso del manufatto in cls						
γG [-] =	1.0	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m] =	340.0	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m] =	15.2	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw,d [kN/m] =	1155.2	spinta idrostatica con legge triangolare						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Sw [kN/m] =	1155.2	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m] =	6.5	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m] =	9.5	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γt[kN/m³] =	19.0	peso di volume terreno						
γt[kN/m³] =	9.0	peso di volume immerso del terreno						
φκ' [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γφ [-] =	1.25	fattore parziale						
φd' [deg] =	30.2	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
κA [-] =	0.331	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m] =	134.5	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale						
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔSw [kN/m] =	351.64	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
ΔkAE [-] =	0.290	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m] =	117.8	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m] =	1751.8	sottospinta						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m] =	1751.8	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mr ib	Mst b	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	7.63	4105.5	-10.22	0.0	41957.7	-41957.7	peso del manufatto
Ww ->	0.0	14.20	340.0	-16.87	0.0	5735.8	-5735.8	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	570.0	-8.00	0.0	4560.0	-4560.0	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1155.2	8.07	0.00	0.00	9318.6	0.0	9318.6	spinta idrostatica
St ->	134.5	3.17	0.00	0.00	425.8	0.0	425.8	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	1482.1	7.63	0.00	0.00	11308.2	0.0	11308.2	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	7.63	-741.0	-10.22	7573.4	0.0	7573.4	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	205.8	1.50	0.00	-8.00	308.7	0.0	308.7	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	1.50	-102.9	-8.00	823.1	0.0	823.1	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔSw h ->	351.6	7.20	0.00	0.00	2531.4	0.0	2531.4	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	117.8	4.75	0.00	0.00	559.7	0.0	559.7	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-1751.75	-10.75	18831.3	0.0	18831.3	sottospinta idraulica
TOTALI ->	3447.0		2419.8		51680.1	52253.5	-573.4	
Ms,d [kN/m] =	52253.5	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m] =	51680.1	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-] =	1.01	> 1.0 - Verifica soddisfatta						

SEZIONE R

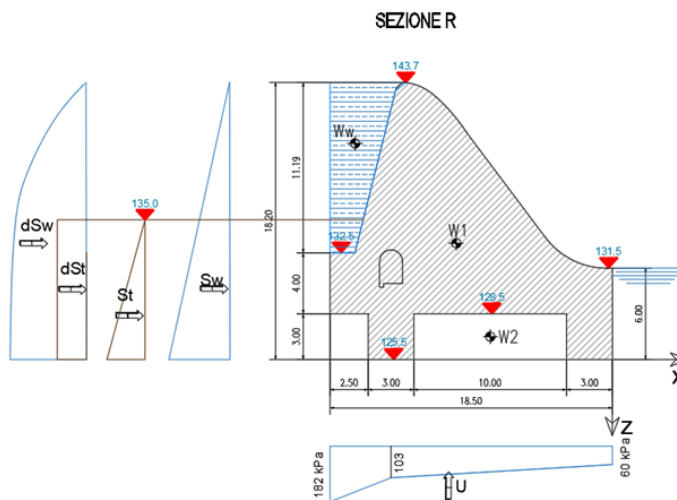


Figura 388. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.5.3. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 400 m, tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

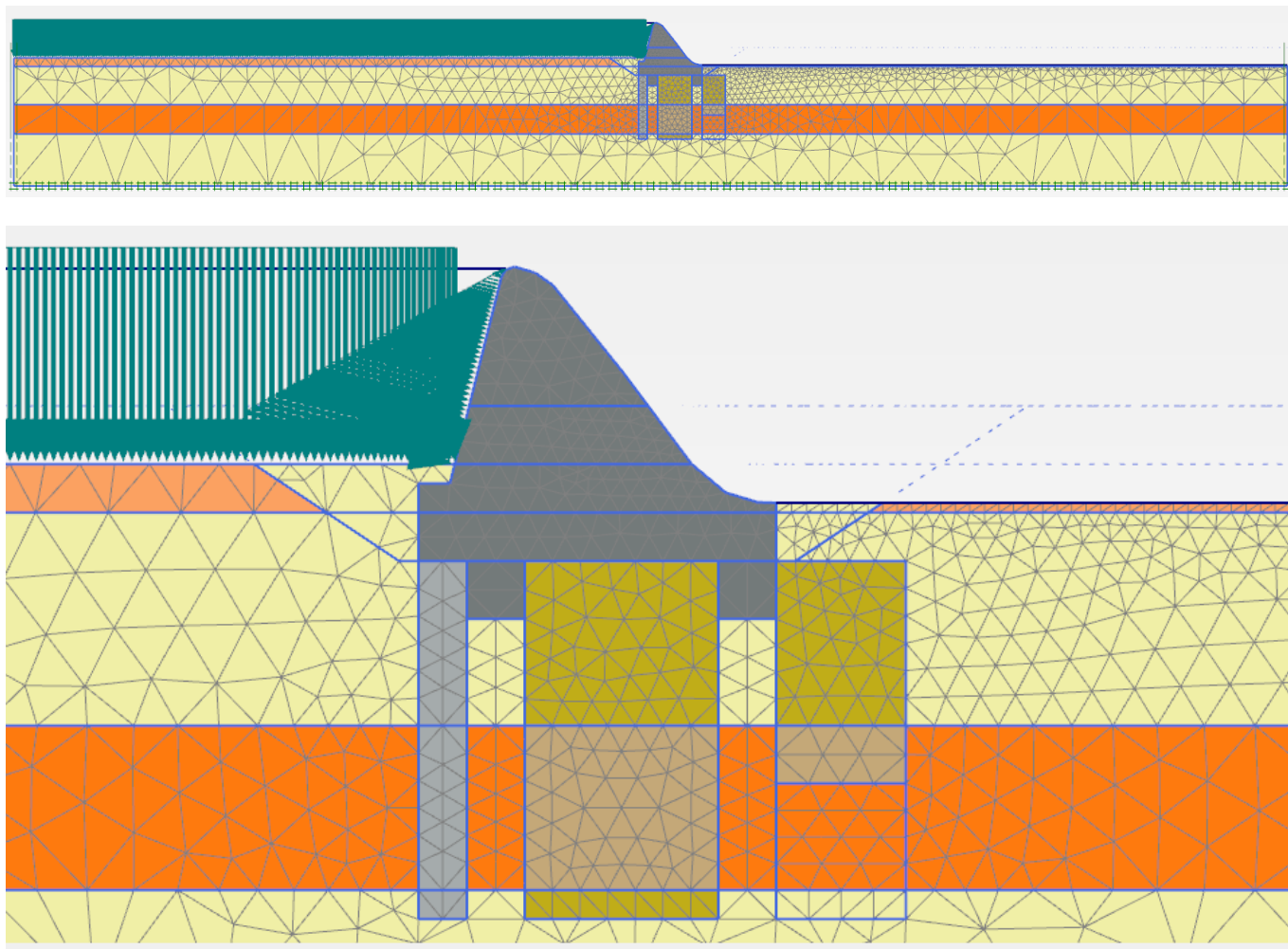


Figura 389. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massimo invaso.
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

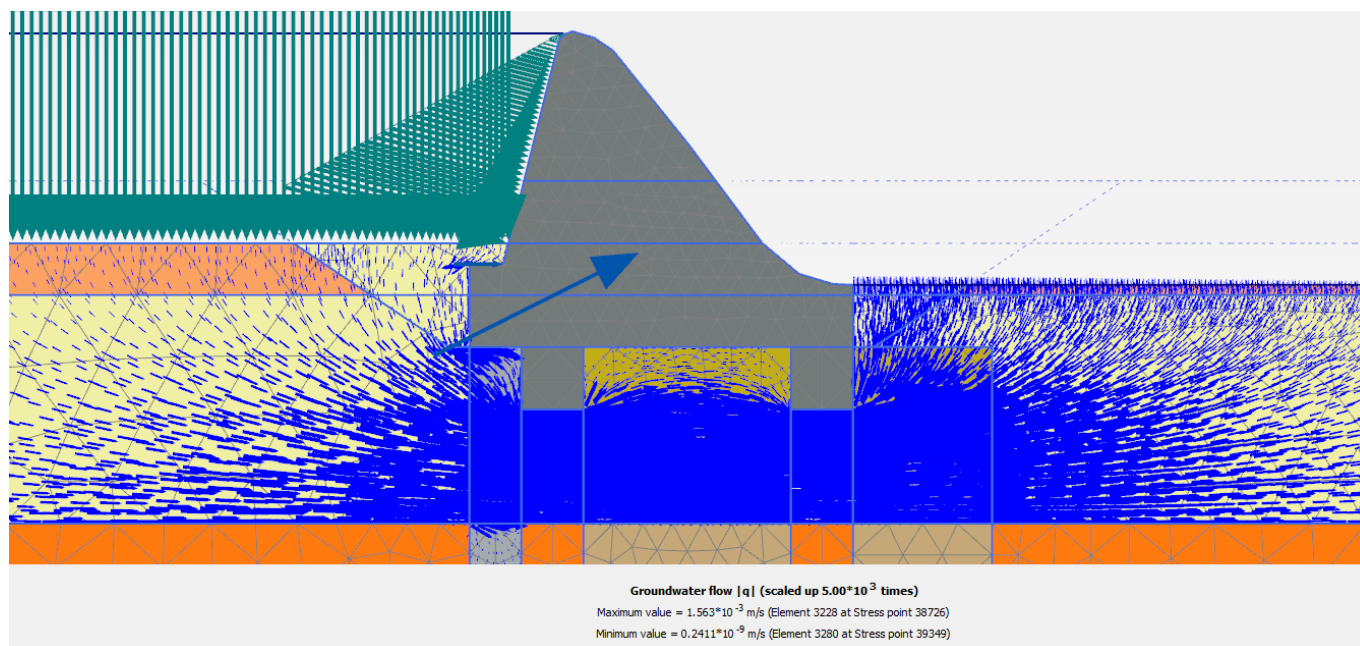


Figura 390. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Simsmica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan (\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

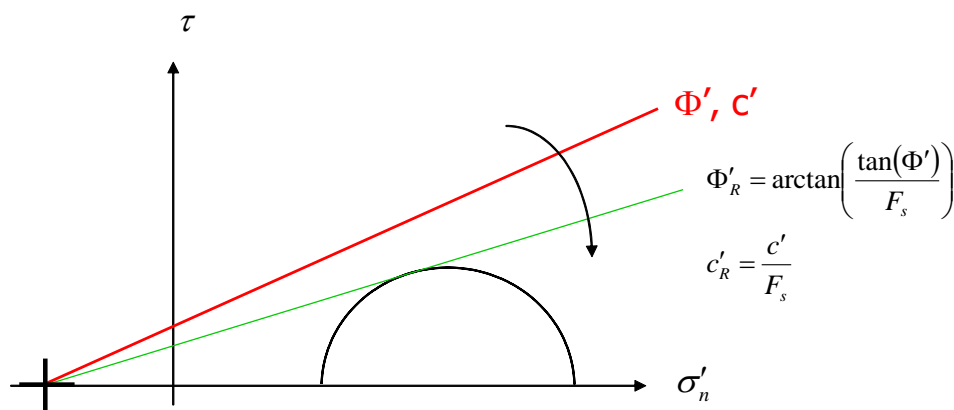


Figura 391. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 1.55 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

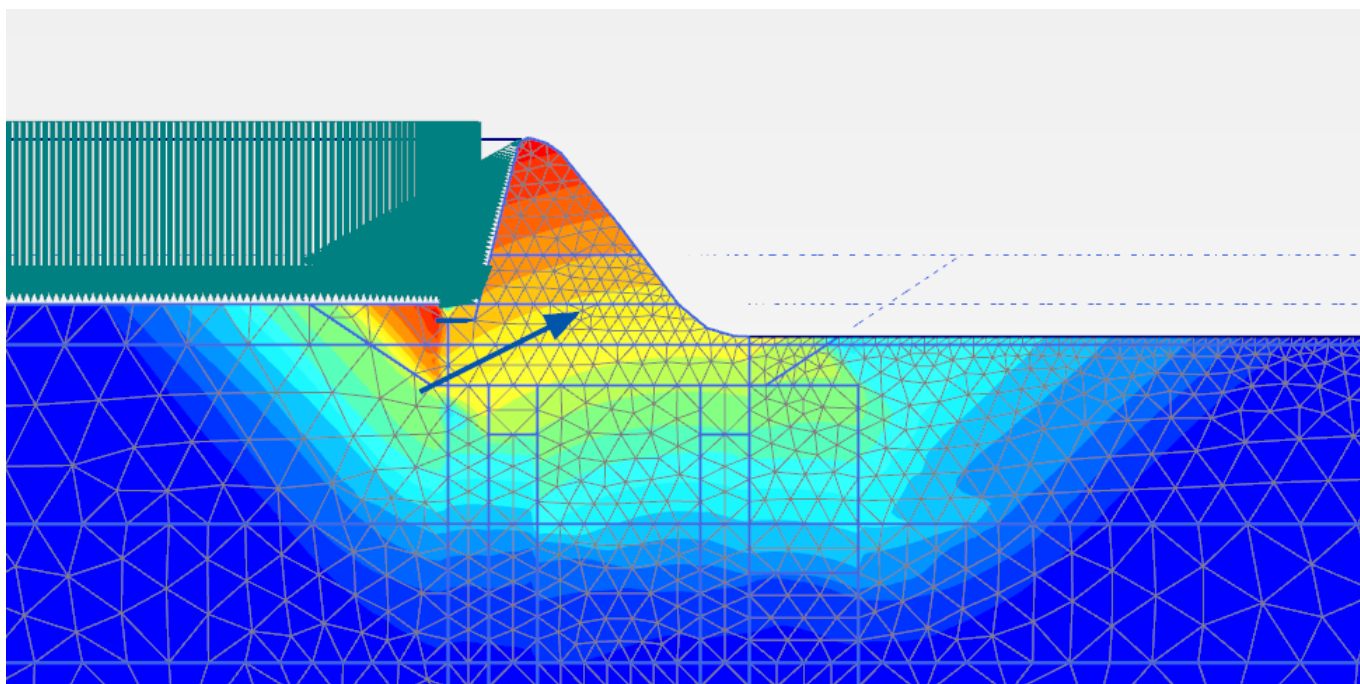


Figura 392. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 1.53$ (Condizione sismica SLC)

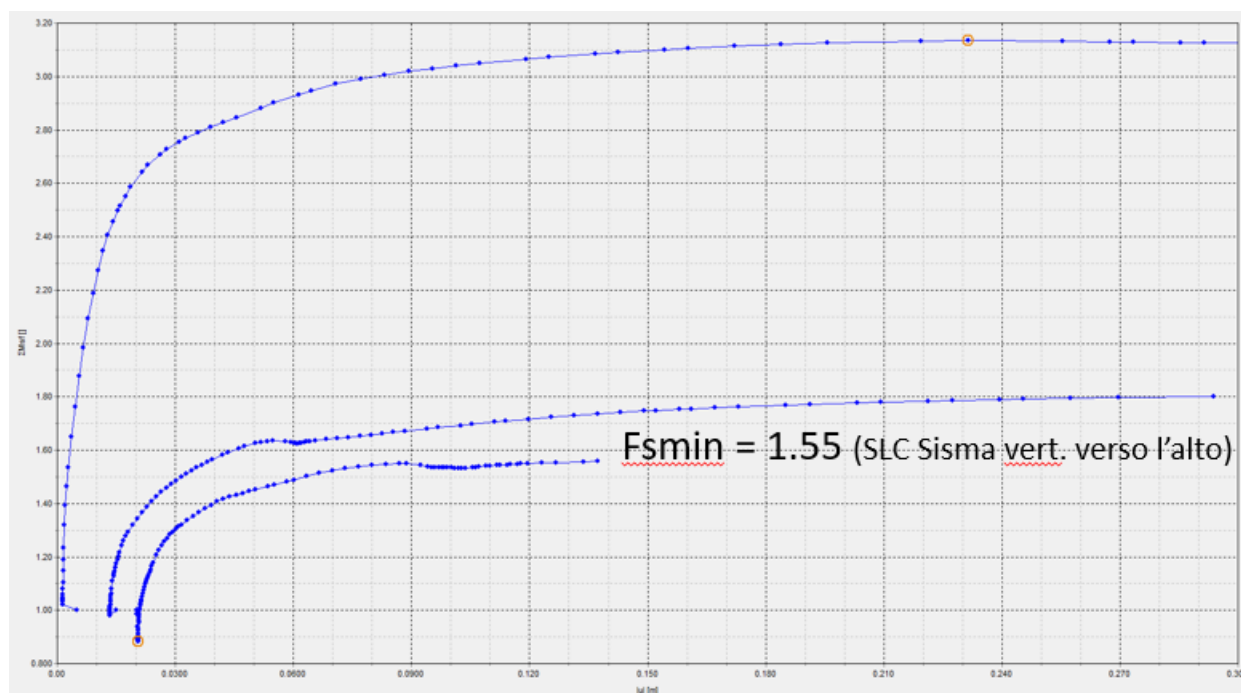


Figura 393. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.5.4. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

Si eseguirà prima una verifica sul piano di fondazione del manufatto e successivamente una verifica alla base delle colonne in jet-grouting (a favore di sicurezza si considerano le caratteristiche dei terreni più scadenti, ovvero i limi).

Nel caso in cui si consideri la verifica a piano fondazioni del Manufatto B (con un valore quindi di D pari a 6.00 m),

la massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 450 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

<i>Risultanti in fondazione</i>		
V [kN/m] =	4171.5	<i>azione verticale totale</i>
H [kN/m] =	3447.0	<i>azione orizzontale totale</i>
ex [m] =	4.60	<i>eccentricità del carico verticale</i>
Bfond [m] =	18.50	<i>larghezza fondazione</i>
Beff [m] =	9.3	<i>larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)</i>
q, may [kPa] =	448.4	<i>pressione di contatto equivalente</i>

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel caso invece in cui si consideri la verifica al piano dei limi, ovvero a 19.00 m da piano campagna, bisogna considerare la diffusione del carico su un'area maggiormente estesa, quindi con un angolo di diffusione di 30° si ottiene un valore di $B_{eff} = 24.21$ m. Per valutare la capacità portante della fondazione sarà pertanto necessario considerare anche il contributo del volume di terreno compreso tra quota -6.00 m da p.c. e -19.00 m da p.c., avente forma trapezoidale. Inoltre bisogna considerare il contributo inerziale dato dall'accelerazione sismica verticale di tale blocco di terreno, come presentato nella tabella presente.

<i>azione verticale INERZIALE blocco di terreno</i>		
peso specifico del terreno	19	kN/mc
h terreno blocco	13	m
L	12	m
base maggiore (diffusione 30°)	24.21	m
base minore (diffusione 30°)	9.3	m
area del blocco	217.8	mq
volume del blocco	2614	mc
peso del blocco al metro	4138	kN/m
peso del blocco	49662	kN
azione verticale INERZIALE blocco di terreno	8964	kN
accelerazione sismica	0.361	g

Si ottiene quindi un valore di carico verticale totale di 108683 kN e un carico orizzontale totale di 41364 kN.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' L' \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 18.50m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:
 - $N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \text{tg} \phi'}$;
 - $N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi'$;
 - $N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \text{sen} \beta$ (per $\phi' = 0$);
- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):
 - $s_q = 1 + B/L \text{tg} \phi'$;
 - $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
 - $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;
- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):
 - $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \text{arctg}(D/B)$, se $D/B > 1$;
 - $d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 k$;
 - $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\phi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \text{tg} \phi')$ (per $\phi' > 0$);
 - $d_\gamma = 1$;
- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \text{tg} \phi'}; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1};$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \text{sen}^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L.

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 275 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto B– SLC A2+M2+R2 – piano fondazione

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	F.S.= q_{lim}/q
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
50058	41364	36	30.17	344	275	9	9	18.5	9.30	12	6.0	7136	448	15.91

Tabella 276 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto B– SLC A2+M2+R2 – piano dei limi

Carico verticale	Carico Orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	Bmin	Bmax	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	F.S.= q_{lim}/q
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
108683	41364	25	20.46	10	8	9	9	9.30	24.21	12	19.00	1566	374	4.19

9.2.5.5. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 0.6 cm, di cui gran parte dovuto al peso proprio del manufatto e che pertanto avverrà durante le fasi realizzative.

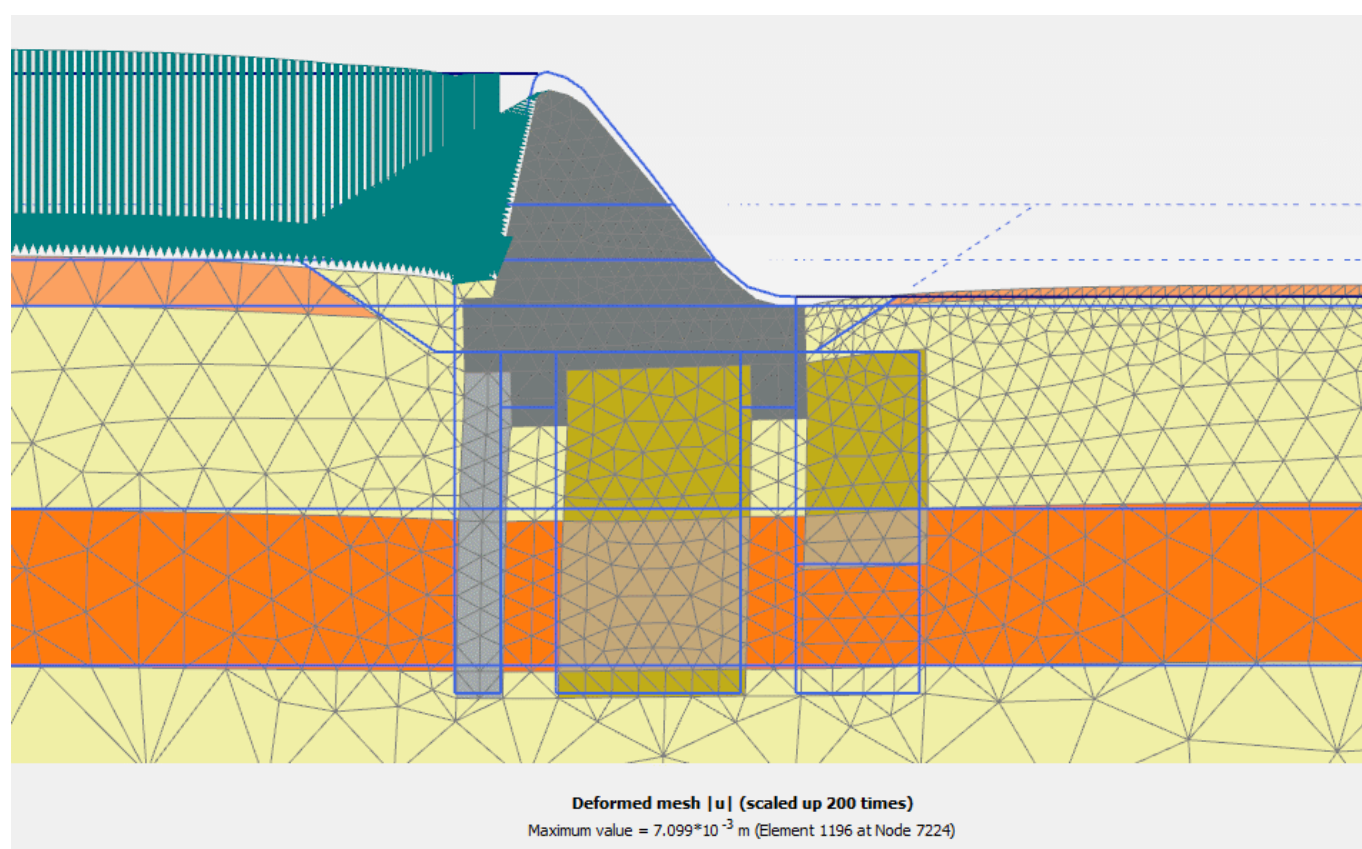


Figura 394. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, pari a circa 2.3 cm misurato in sommità, dovuto alla rotazione del manufatto; mentre rimane sostanzialmente invariato lo spostamento verticale medio del manufatto rispetto alla condizione statica.

Tutte le verifiche sopra esposte sono state ripetute con lo scenario di comparto 2 pieno (quota +142.0) e comparto 1 vuoto, e pertanto con le spinte dirette da valle verso monte. In questo caso si sono sempre ottenuti margini di sicurezza maggiori a quelli sopra riportati.

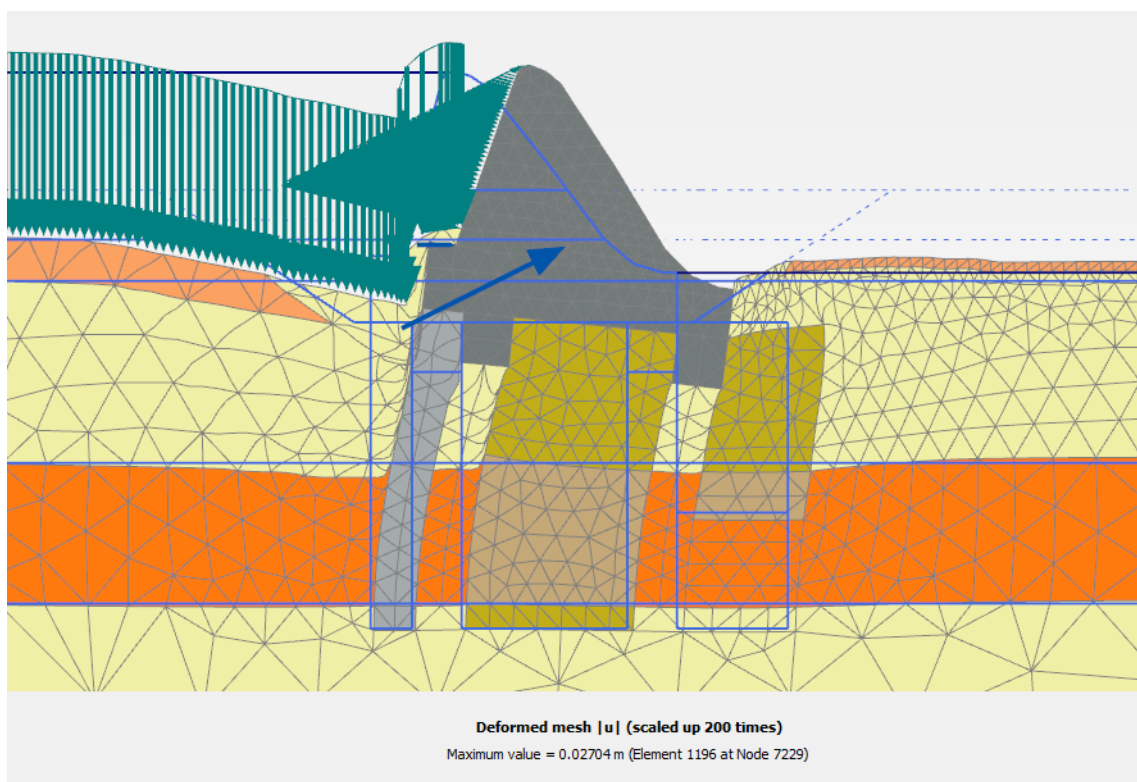


Figura 395. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

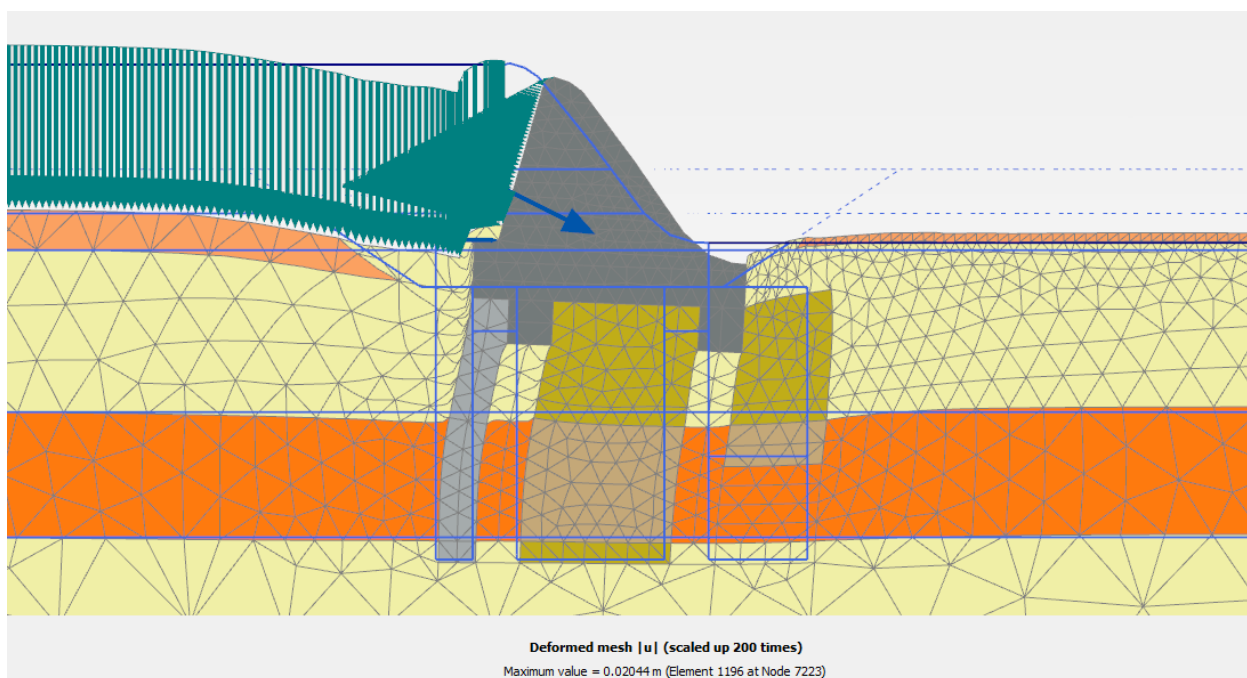


Figura 396. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.6. Sezione 4: Manufatto di raccordo A-B

Si tratta dei conci di raccordo sui quali è addossato il rilevato arginate. Per tali conci la configurazione maggiormente gravosa è quella che contempla il comparto 2 pieno (quota +142.0) ed il comparto 1 vuoto. Infatti con tale scenario la spinta dell'acqua si somma a quella del rilevato arginale (da valle verso monte).

9.2.6.1. Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 45% a cui corrisponde una coesione equivalente di 344 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d). La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

A2 + M2 + R2 (SLC SISMICA)
Peso manufatto

$A1 [m^2] =$	238.2	area sezione in cls della diga
$\gamma_{cls} [kN/m^3] =$	23.5	peso di volume del cls
$hd [m] =$	3.0	altezza dente fondazione monte
$b [m] =$	15.00	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione
$W1 [kN/m] =$	5597.7	peso del manufatto in cls
$W2 [kN/m] =$	855.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione
$\gamma_G [-] =$	1.00	fattore parziale azioni
$W1,d [kN/m] =$	5597.7	peso del manufatto in cls
$W2,d [kN/m] =$	855.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione

Peso portato lato monte

$Aw [m^2] =$	68.63	area gravante a monte del manufatto
$\gamma_w [kN/m^3] =$	20.0	peso di volume Aw
$Ww [kN/m] =$	1372.6	peso del manufatto in cls
$\gamma_G [-] =$	1.00	fattore parziale azioni
$Nw,d [kN/m] =$	1372.6	peso del manufatto in cls

Spinta idrostatica

$Hw [m] =$	13.5	altezza acqua rispetto al piano di fondazione
$Sw [kN/m] =$	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare
$\gamma_G [-] =$	1.00	fattore parziale azioni
$Sw,d [kN/m] =$	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare

Spinta terreno a tergo

$Ht [m] =$	15.5	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)
$Ht,tot [m] =$	18.5	altezza spingente rispetto alla base del dente
$\gamma_t [kN/m^3] =$	20.0	peso di volume terreno
$\gamma_t' [kN/m^3] =$	10.0	peso di volume immerso del terreno
$c'k [kPa] =$	0.0	coesione efficace
$\phi' [deg] =$	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente
$\gamma_\phi [-] =$	1.25	fattore parziale
$c'd [kPa] =$	0.0	coesione efficace di calcolo
$\phi'd [deg] =$	29.3	angolo di resistenza al taglio di calcolo
$\gamma_G [-] =$	1.00	fattore parziale azioni
$k_a [-] =$	0.343	coeff. di spinta statica
$St,d [kN/m] =$	708.0	spinta statica del terreno con legge triangolare

Coefficienti sismici

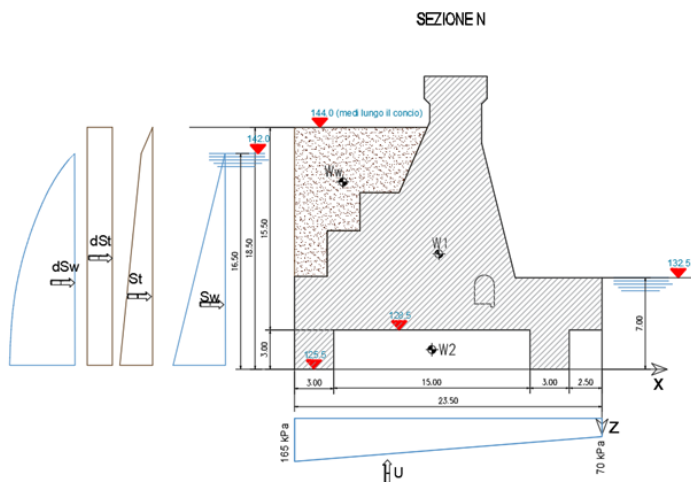
$K_h [-] =$	0.361	coeff. sismico orizzontale
$K_v [-] =$	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)

Incremento spinta idrodinamica

$\Delta Sw [kN/m] =$	216.5	spinta idrodinamica
----------------------	--------------	---------------------

Incremento spinta sismica terreno

$\Delta k_{se} [-] =$	0.302	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale
$\Delta St,d [kN/m] =$	516.4	incremento sismico spinta terreno



	F_x	$-z$	F_z	x	M_{rib}	M_{stb}	M_{r-Ms}	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
$W1 \rightarrow$	0.0	8.82	5597.7	-12.47	0.0	69803.3	-69803.3	peso del manufatto
$Ww \rightarrow$	0.0	14.32	1372.6	-19.80	0.0	27177.5	-27177.5	peso portato lato monte
$W2 \rightarrow$	0.0	1.50	855.0	-13.00	0.0	11115.0	-11115.0	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
$Sw \rightarrow$	911.3	7.50	0.00	0.00	6834.4	0.0	6834.4	spinta idrostatica
$St \rightarrow$	708.0	6.17	0.00	0.00	4365.7	0.0	4365.7	spinta statica terreno
$\Delta W1 h \rightarrow$	2020.8	8.82	0.00	0.00	17823.2	0.0	17823.2	forza inerziale orizzontale della diga
$\Delta W1 v \rightarrow$	0.0	8.82	-1010.38	-12.47	12599.5	0.0	12599.5	forza inerziale verticale della diga
$\Delta W2 h \rightarrow$	308.7	1.50	0.00	-13.00	463.0	0.0	463.0	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta W2 v \rightarrow$	0.0	1.50	-154.33	-13.00	2006.3	0.0	2006.3	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
$\Delta Ww h \rightarrow$	495.5	14.32	0.00	-19.80	7095.7	0.0	7095.7	forza inerziale orizzontale del peso portato a monte
$\Delta Ww v \rightarrow$	0.0	14.32	-247.75	-19.80	4905.5	0.0	4905.5	forza inerziale verticale del peso portato a monte
$\Delta Sw h \rightarrow$	216.5	6.54	0.00	0.00	1416.7	0.0	1416.7	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
$\Delta St h \rightarrow$	516.4	9.25	0.00	0.00	4777.0	0.0	4777.0	spinta incremento sismico del terreno
TOTALI \rightarrow	5177.1		6412.8		62287.0	108095.8	-45808.8	

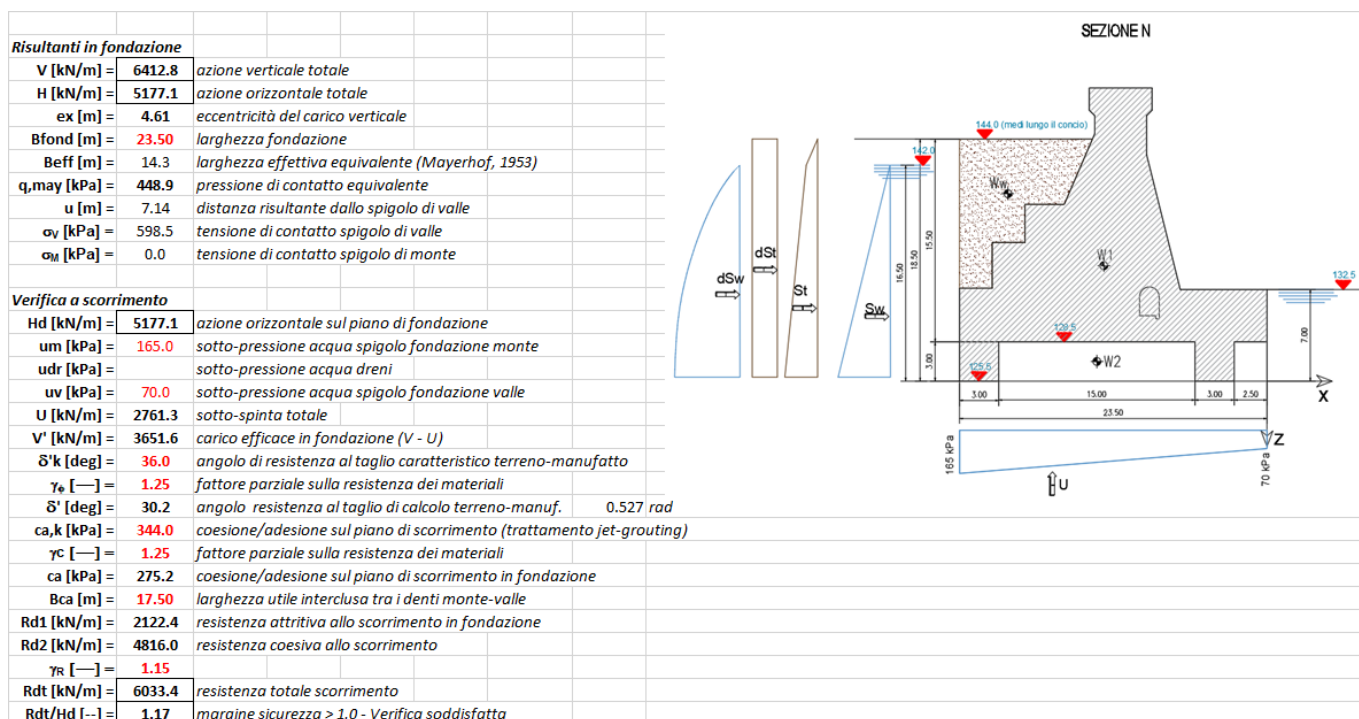


Figura 397. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.6.2. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)								
Peso manufatto			SEZIONE N					
A1 [m²] =	238.2	area sezione in cls della diga						
γcls [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls						
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m] =	15.0	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m] =	5597.7	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m] =	900	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m] =	5597.7	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m] =	855.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m²] =	68.6	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m] =	1372.6	peso del manufatto in cls						
γG [-] =	1.0	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m] =	1372.6	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m] =	13.5	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw [kN/m] =	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Sw [kN/m] =	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m] =	15.5	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m] =	18.5	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γt[kN/m³] =	20.0	peso di volume terreno						
γt[kN/m³] =	10.0	peso di volume immerso del terreno						
c'k [kPa] =	0.0	coesione efficace						
φκ' [deg] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γe [-] =	1.25	fattore parziale						
c'd [kPa] =	0.0	coesione efficace di calcolo						
φd' [deg] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
ka [-] =	0.343	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m] =	587.7	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale						
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔSw [kN/m] =	0.00	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
Δk _{se} [-] =	0.302	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m] =	516.4	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m] =	2761.3	sottospinta						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m] =	2761.3	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	8.82	5597.70	-12.47	0.0	69803.3	-69803.3	peso del manufatto
Ww ->	0.0	14.32	1372.60	-19.80	0.0	27177.5	-27177.5	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	855.00	-13.00	0.0	11115.0	-11115.0	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	911.25	7.50	0.00	0.00	6834.4	0.0	6834.4	spinta idrostatica
St ->	707.96	6.17	0.00	0.00	4365.7	0.0	4365.7	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	2020.77	8.82	0.00	0.00	17823.2	0.0	17823.2	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	8.82	-1010.38	-12.47	12599.5	0.0	12599.5	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	308.66	1.50	0.00	-13.00	463.0	0.0	463.0	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	1.50	-154.33	-13.00	2006.3	0.0	2006.3	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔWw v ->	495.51	14.32	0.00	-19.80	7095.7	0.0	7095.7	forza inerziale orizzontale del peso portato a monte
ΔWw h ->	0.0	14.32	-247.75	-19.80	4905.5	0.0	4905.5	forza inerziale verticale del peso portato a monte
ΔSw h ->	0.0	6.54	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	516.43	9.25	0.00	0.00	4777.0	0.0	4777.0	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-2761.25	-13.30	36724.6	0.0	36724.6	sottospinta idraulica
TOTALI ->	4960.6		3651.6		97594.9	108095.8	-10500.9	
Ms,d [kN/m] =	108095.8	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m] =	97594.9	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-] =	1.11	margine sicurezza > 1.0 - Verifica soddisfatta						

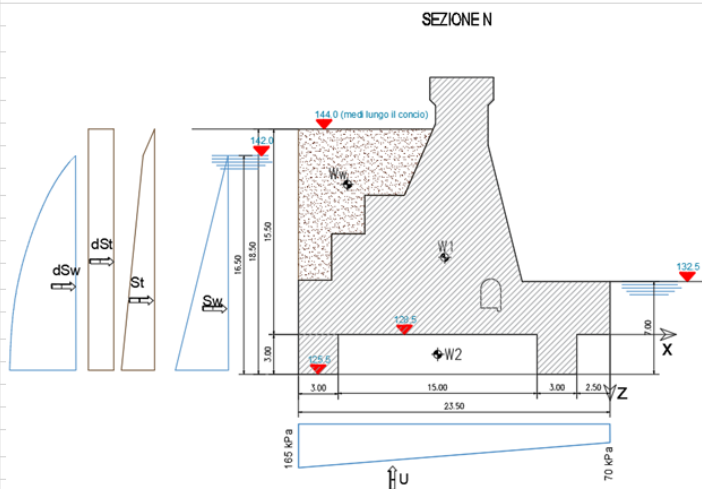


Figura 398. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.6.3. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 400 m, tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

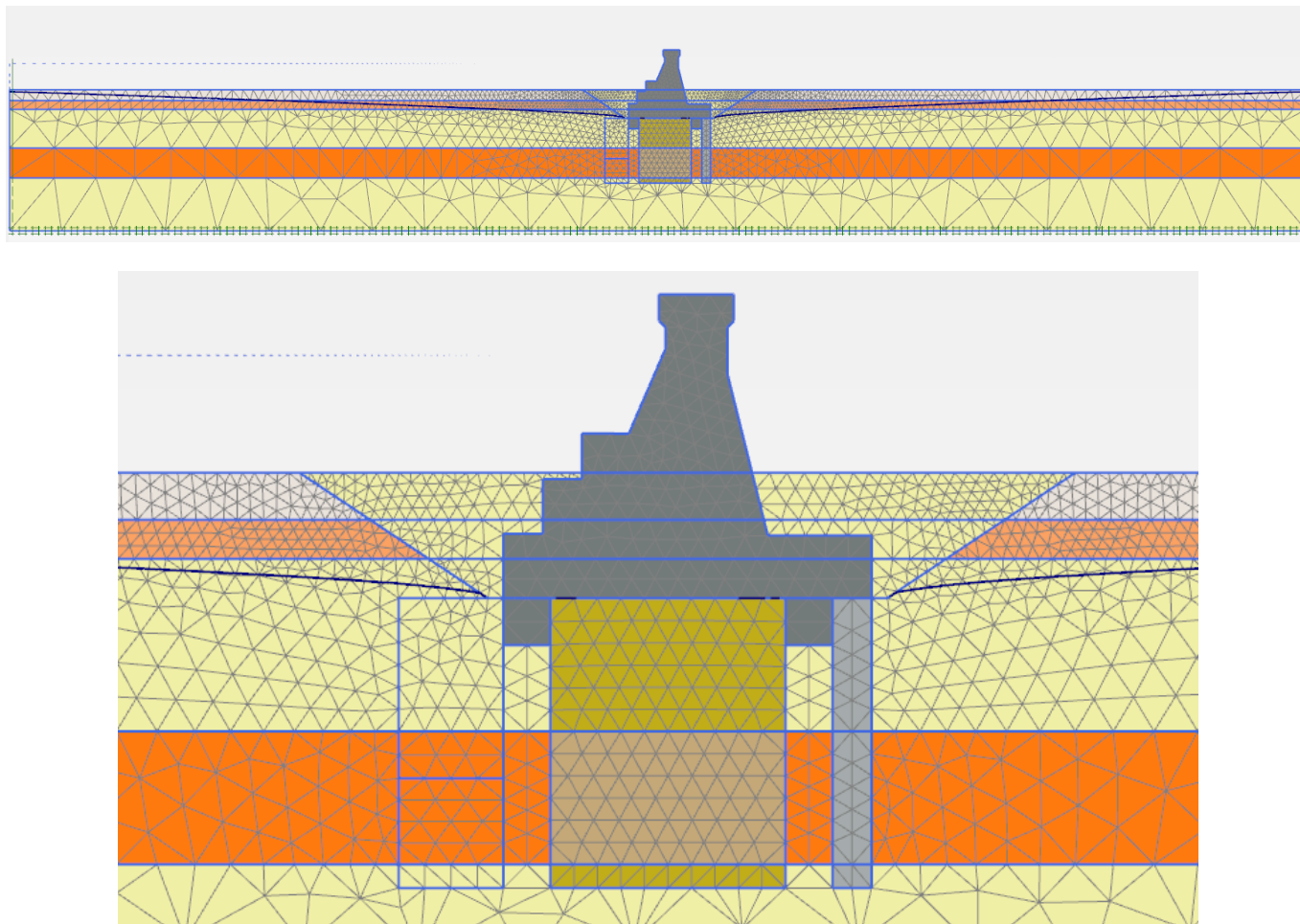


Figura 399. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massima invaso.
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

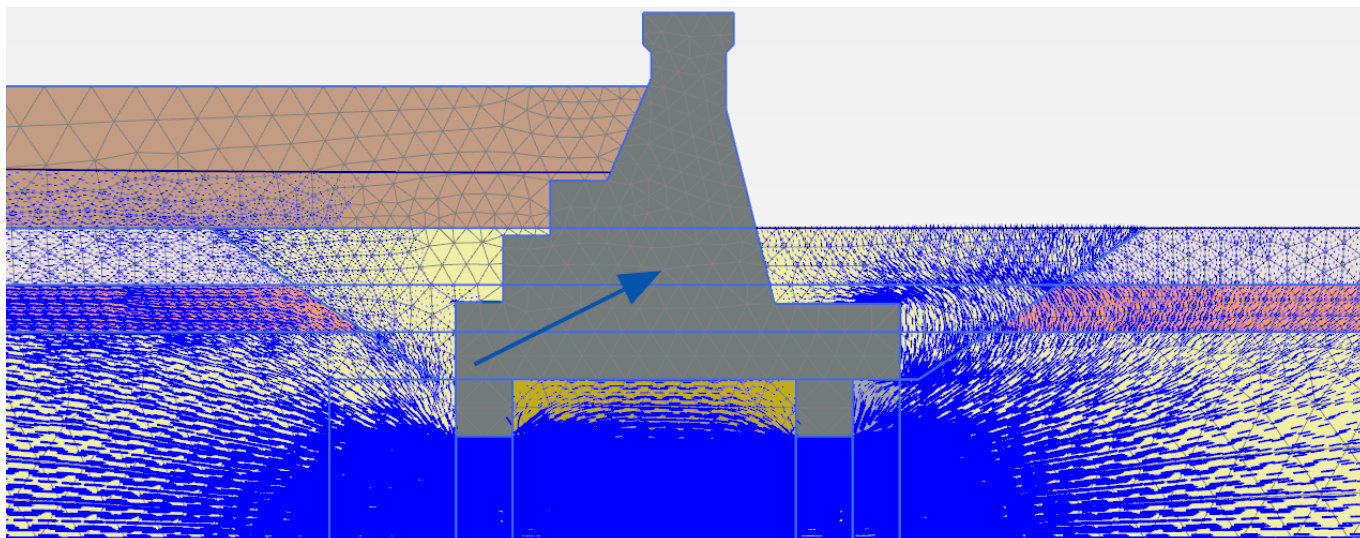


Figura 400. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Sismica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

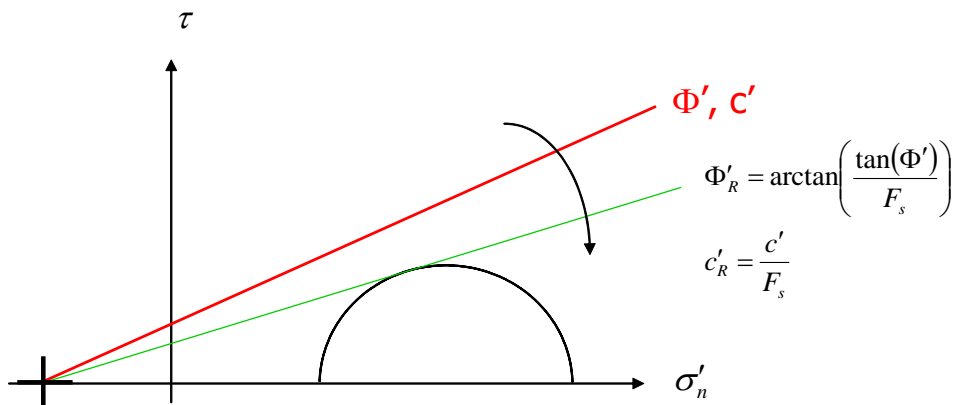


Figura 401. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 2.91 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

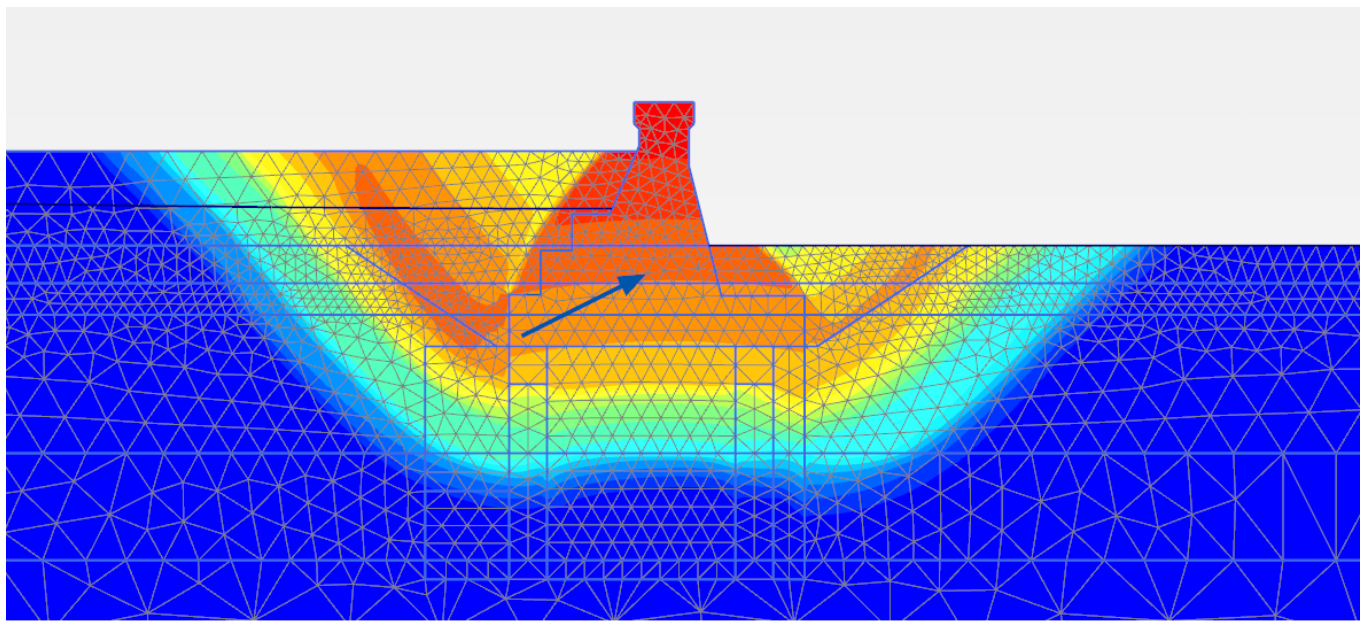


Figura 402. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 2.91$ (Condizione sismica SLC)

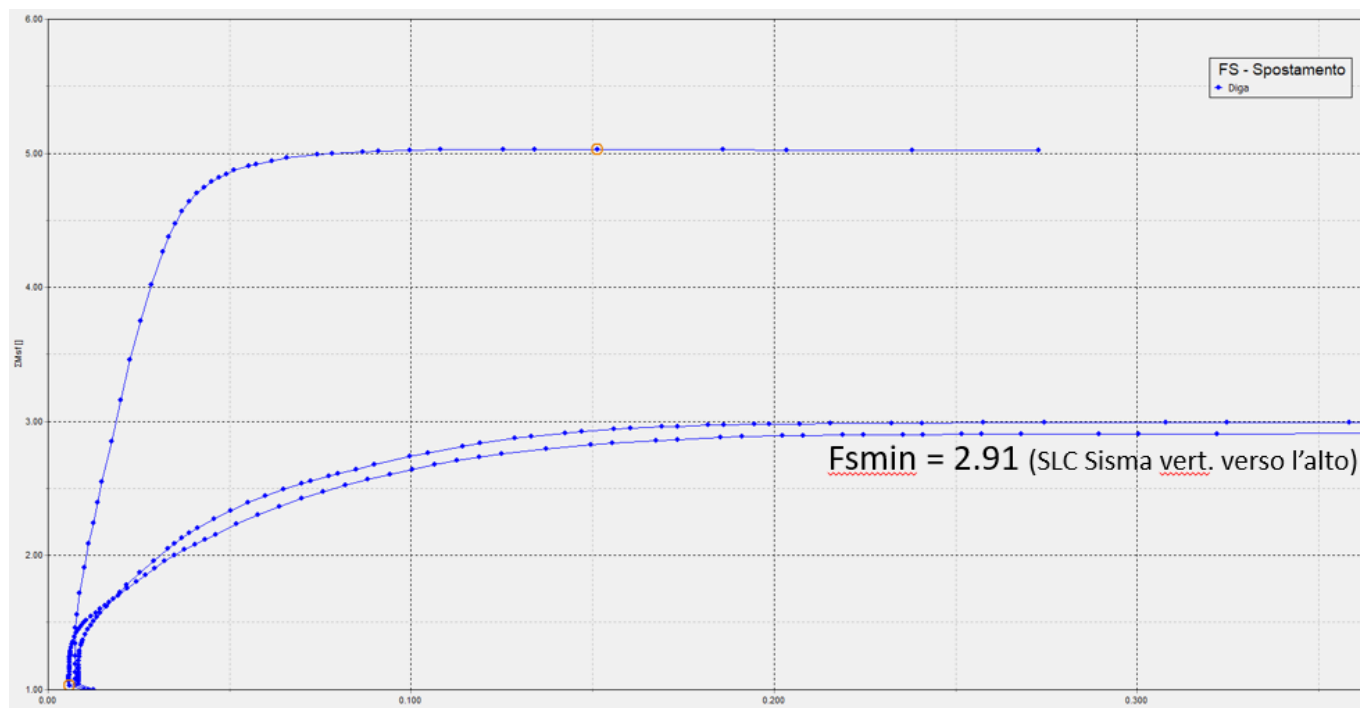


Figura 403. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.6.4. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

La massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 450 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

<i>Risultanti in fondazione</i>					
V [kN/m] =	6412.8	<i>azione verticale totale</i>			
H [kN/m] =	5177.1	<i>azione orizzontale totale</i>			
ex [m] =	4.61	<i>eccentricità del carico verticale</i>			
Bfond [m] =	23.50	<i>larghezza fondazione</i>			
Beff [m] =	14.3	<i>larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)</i>			
q_{may} [kPa] =	448.9	<i>pressione di contatto equivalente</i>			

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 23.50m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati

secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:

- $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$;
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$;
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \sin \beta$ (per $\phi' = 0$);

- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

- $s_q = 1 + B/L \tan \phi'$;
- $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
- $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;

- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

- $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \arctg(D/B)$, se $D/B > 1$;
- $d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 k$;
- $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\varphi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi')$ (per $\varphi' > 0$);
- $d_\gamma = 1$;

- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m ; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'} ; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1} ;$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L .

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 277 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto di raccordo A-B – SLC A2+M2+R2

Carico verticale	Carico orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S. = q_{lim}/q/1.80$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
76954	621 25	36	30.17	0	0	9	9	23.5	14.3	12.0	7	8932	448	19.92

9.2.6.5. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 1.1 cm, di cui gran parte dovuto al peso proprio del manufatto ed al cedimento indotto dal rilevato arginale (pertanto avverrà durante le fasi realizzative).

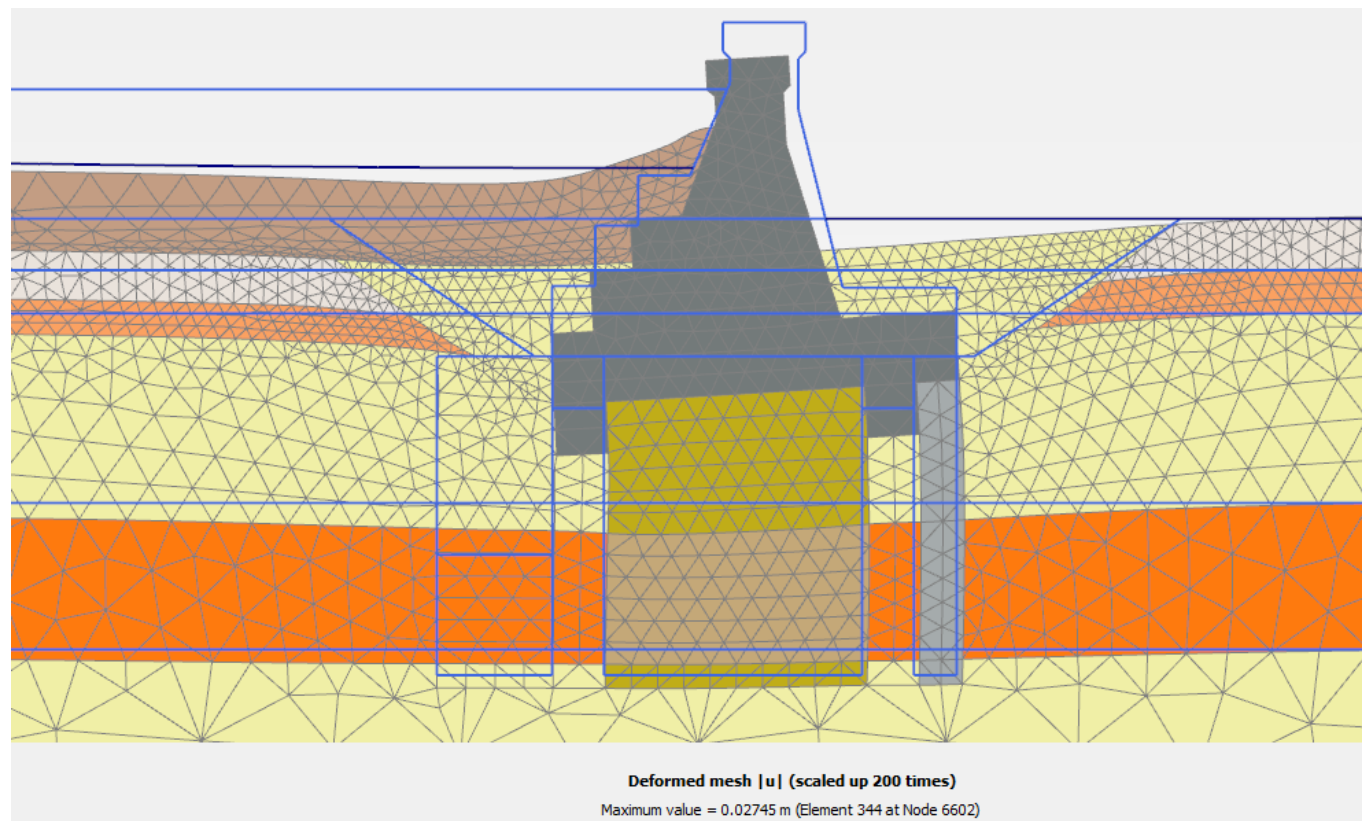


Figura 404. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, con un incremento di circa 0.5 cm verso valle; mentre rimane sostanzialmente invariato lo spostamento verticale medio del manufatto rispetto alla condizione statica.

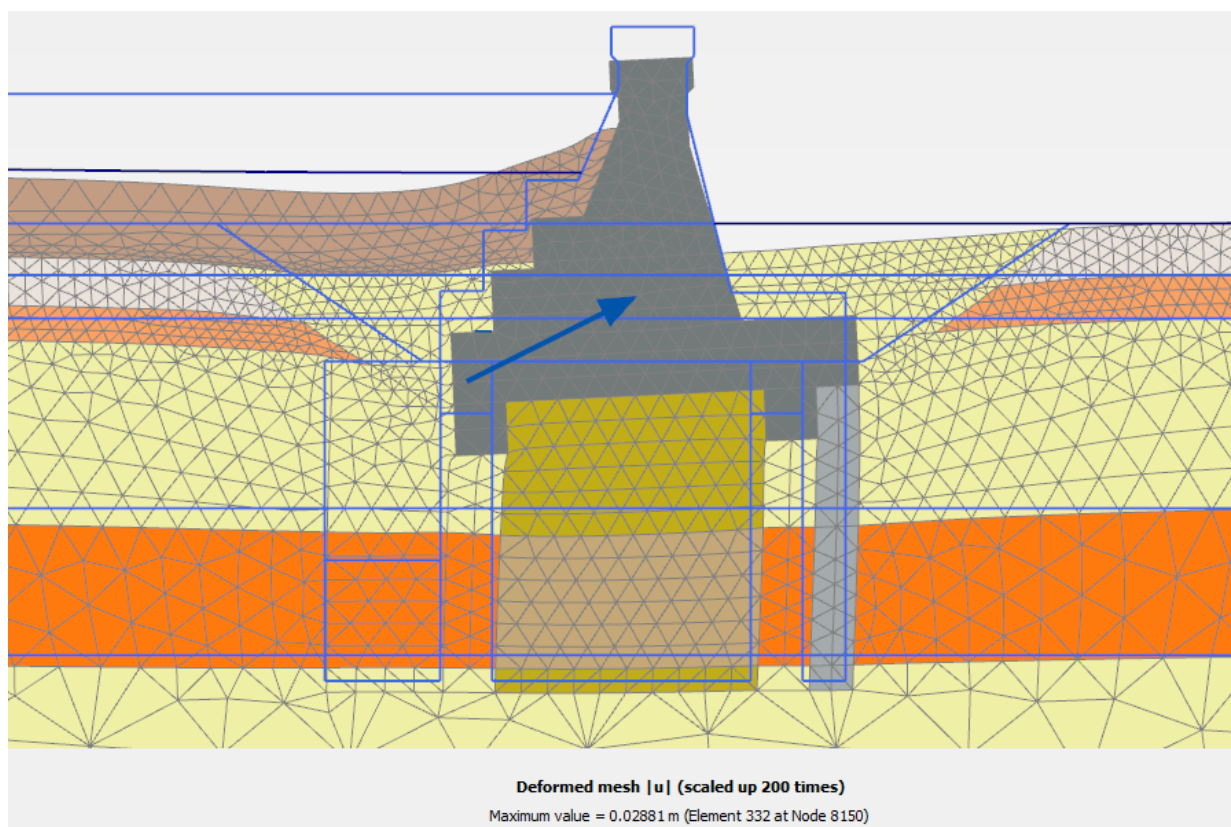


Figura 405. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

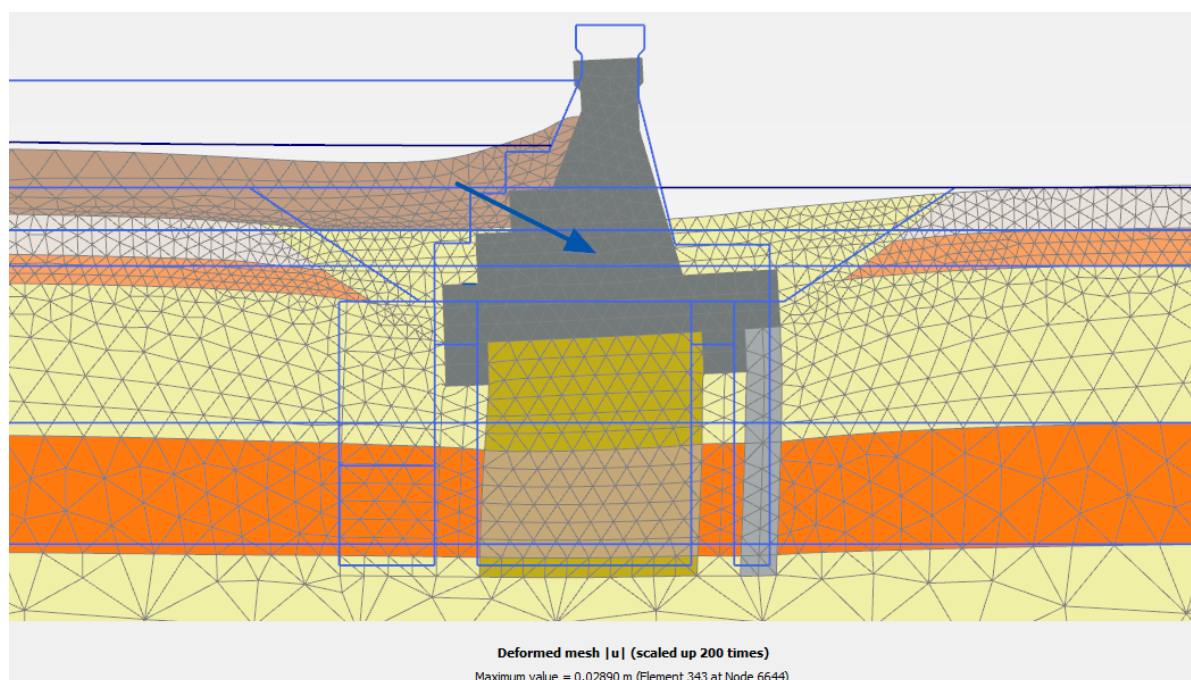


Figura 406. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.7. Sezione 5: Manufatto di raccordo A-B

Si tratta dei conci di raccordo sui quali è addossato il rilevato arginate. Per tali conci la configurazione maggiormente gravosa è quella che contempla il comparto 2 pieno (quota +142.0) ed il comparto 1 vuoto. Infatti con tale scenario la spinta dell'acqua si somma a quella del rilevato arginale (da valle verso monte).

9.2.7.1. Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 45% a cui corrisponde una coesione equivalente di 344 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d). La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

[illegible]

Risultanti in fondazione		
V [kN/m] =	6150.8	azione verticale totale
H [kN/m] =	5328.5	azione orizzontale totale
ex [m] =	5.32	eccentricità del carico verticale
Bfond [m] =	23.50	larghezza fondazione
Beff [m] =	12.9	larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)
q _{may} [kPa] =	478.4	pressione di contatto equivalente
u [m] =	6.43	distanza risultante dallo spigolo di valle
σ _v [kPa] =	637.9	tensione di contatto spigolo di valle
σ _u [kPa] =	0.0	tensione di contatto spigolo di monte
Verifica a scorrimento		
Hd [kN/m] =	5328.5	azione orizzontale sul piano di fondazione
um [kPa] =	165.0	sotto-pressione acqua spigolo fondazione monte
udr [kPa] =		sotto-pressione acqua dreni
uv [kPa] =	70.0	sotto-pressione acqua spigolo fondazione valle
U [kN/m] =	2761.3	sotto-spinta totale
V' [kN/m] =	3389.5	carico efficace in fondazione (V - U)
δ'k [deg] =	36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno-manufatto
γ _e [—] =	1.25	fattore parziale sulla resistenza dei materiali
δ' [deg] =	30.2	angolo resistenza al taglio di calcolo terreno-manuf. 0.527
ca _k [kPa] =	344.0	coesione/adesione sul piano di scorrimento (trattamento jet-grouting)
γ _c [—] =	1.25	fattore parziale sulla resistenza dei materiali
ca [kPa] =	275.2	coesione/adesione sul piano di scorrimento in fondazione
Bca [m] =	17.50	larghezza utile interclusa tra i denti monte-valle
Rd1 [kN/m] =	1970.1	resistenza attrittiva allo scorrimento in fondazione
Rd2 [kN/m] =	4816.0	resistenza coesiva allo scorrimento
γ _R [—] =	1.15	
Rdt [kN/m] =	5901.0	resistenza totale scorrimento
Rdt/Hd [—] =	1.11	margine sicurezza > 1.0 - Verifica soddisfatta

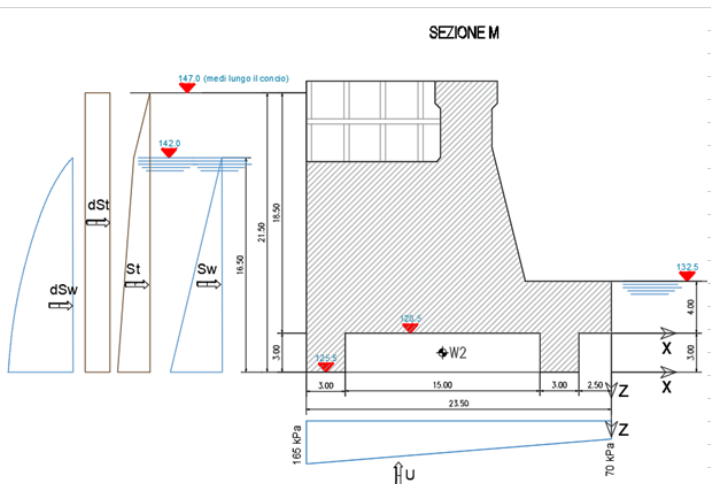


Figura 407. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.7.2. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)			SEZIONE M					
Peso manufatto								
A1 [m²] =	283.0	area sezione in cls della diga						
γcls [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls						
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m] =	15.0	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m] =	6650.5	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m] =	855.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m] =	6650.5	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m] =	855.0	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m²] =	63.2	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m] =	1264.6	peso del manufatto in cls						
γG [-] =	1.0	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m] =	1264.6	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m] =	13.5	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw [kN/m] =	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Sw [kN/m] =	911.3	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m] =	18.5	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m] =	21.5	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γt[kN/m³] =	20.0	peso di volume terreno						
γt[kN/m³] =	10.0	peso di volume immerso del terreno						
c'k [kPa] =	0.0	coesione efficace						
φk' [deg] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γφ [-] =	1.25	fattore parziale						
c'd [kPa] =	0.0	coesione efficace di calcolo						
φd' [deg] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
kA [-] =	0.343	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m] =	793.8	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale						
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔSw [kN/m] =	0.00	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
ΔkAE [-] =	0.302	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m] =	697.5	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m] =	2761.3	sottospinta						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m] =	2761.3	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	9.44	6650.5	-13.76	0.0	91510.9	-91510.9	peso del manufatto
Ww ->	0.0	19.28	0.0	-18.40	0.0	0.0	0.0	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	1.50	855.0	-13.00	0.0	11115.0	-11115.0	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	911.3	7.50	0.0	0.00	6834.4	0.0	6834.4	spinta idrostatica
St ->	793.8	7.17	0.0	0.00	5689.0	0.0	5689.0	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	2400.8	9.44	0.0	0.00	22663.8	0.0	22663.8	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	9.44	-1200.4	-13.76	16517.7	0.0	16517.7	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	308.7	1.50	0.0	-13.00	463.0	0.0	463.0	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	1.50	-154.3	-13.00	2006.3	0.0	2006.3	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔWw h ->	0.0	19.28	0.0	-18.40	0.0	0.0	0.0	forza inerziale orizzontale del peso portato a monte
ΔWw v ->	0.0	19.28	0.0	-18.40	0.0	0.0	0.0	forza inerziale verticale del peso portato a monte
ΔSw h ->	0.0	6.54	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	697.5	10.75	0.0	0.00	7498.2	0.0	7498.2	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-2761.25	-13.30	36724.6	0.0	36724.6	sottospinta idraulica
TOTALI ->	5112.1		3389.5		98397.0	102625.9	-4228.9	
Ms,d [kN/m] =	102625.9	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m] =	98397.0	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-] =	1.04	margine sicurezza > 1.0 - Verifica soddisfatta						

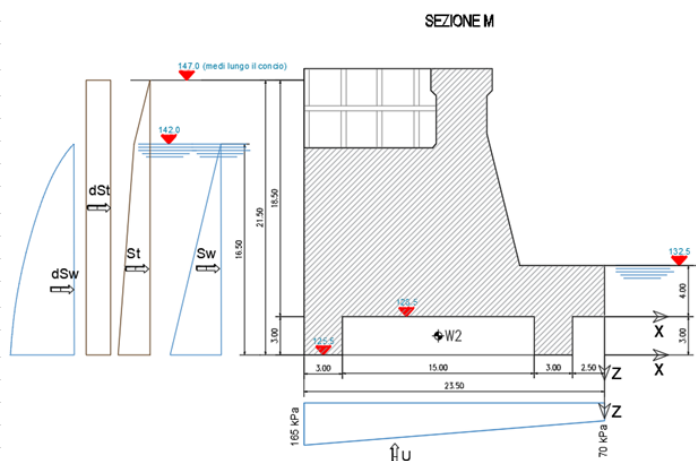


Figura 408. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.7.3. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 400 m, tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

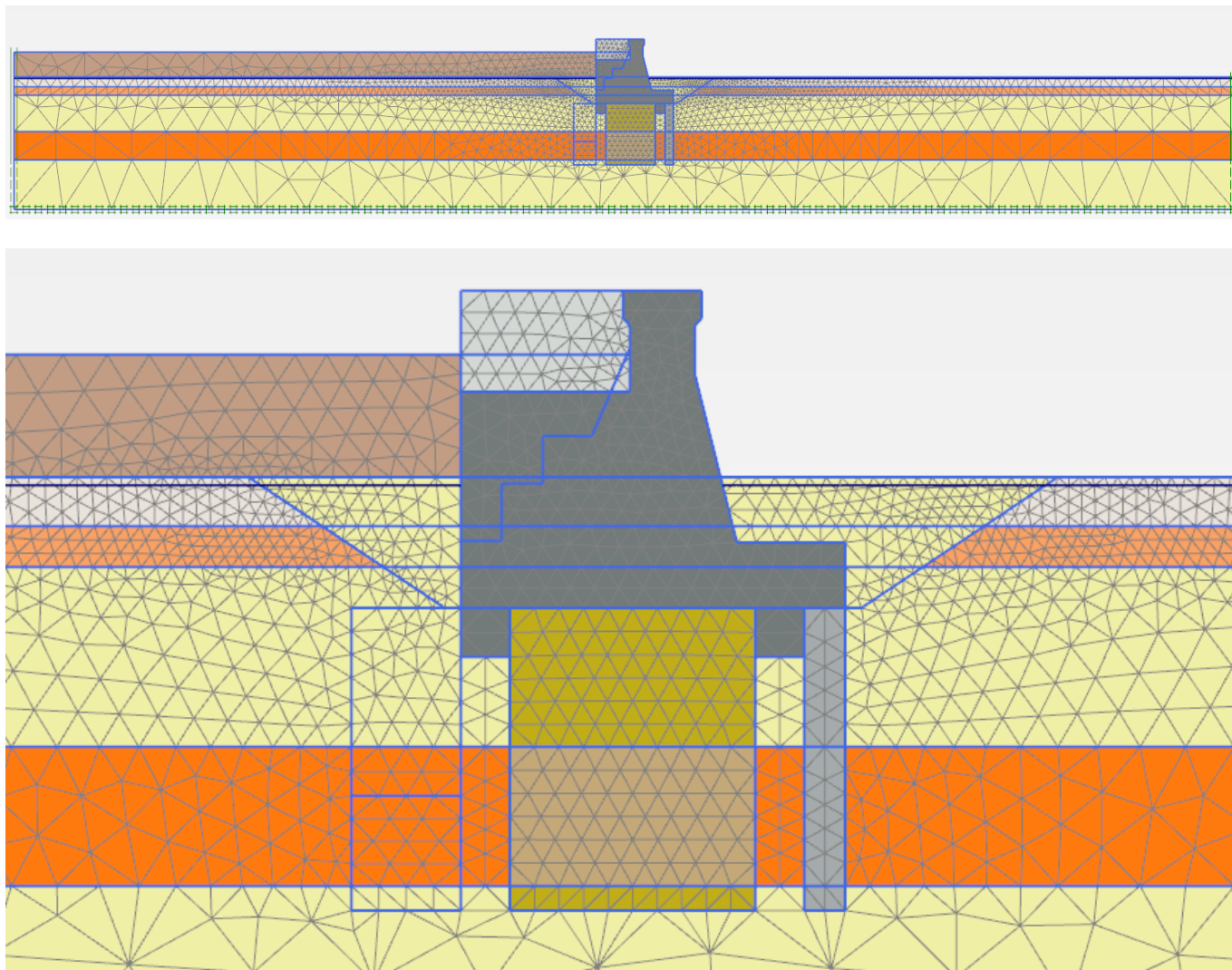


Figura 409. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massima invaso.
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

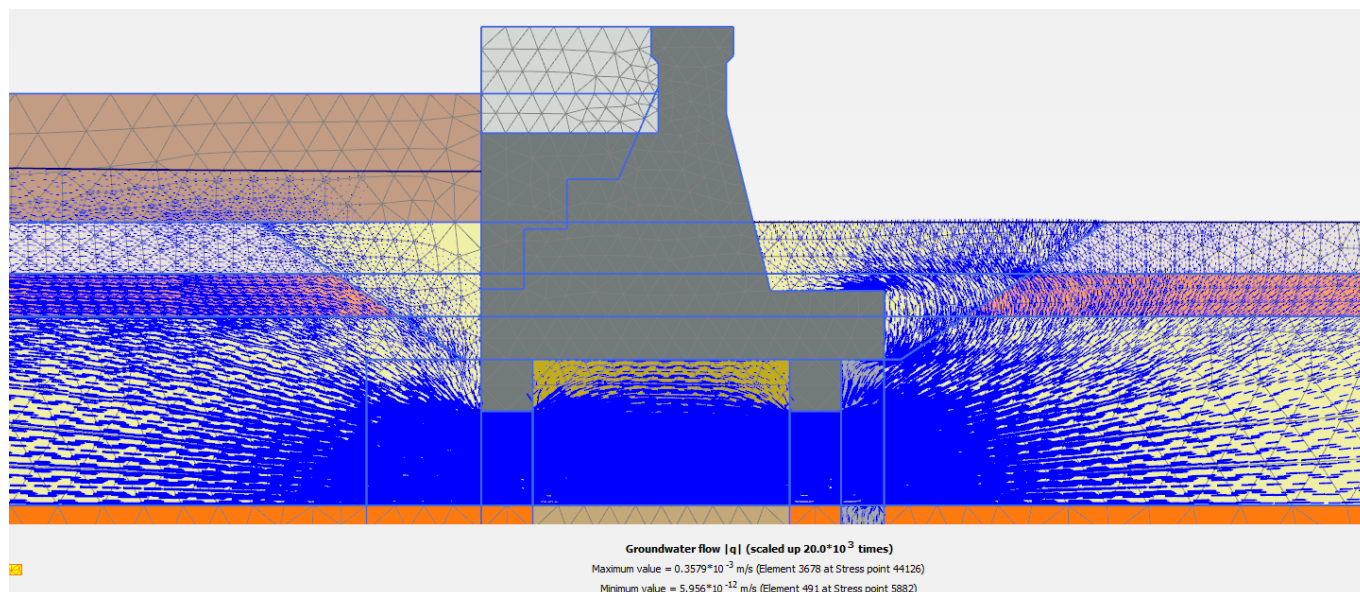


Figura 410. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Simsmica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

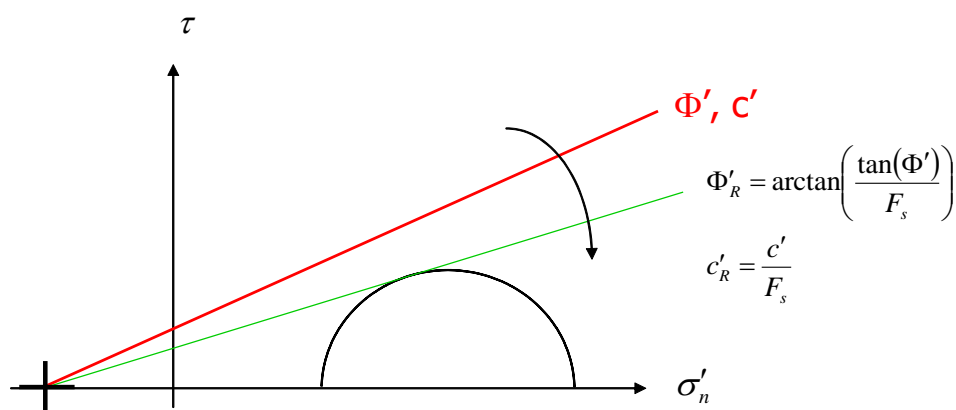


Figura 411. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 2.70 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

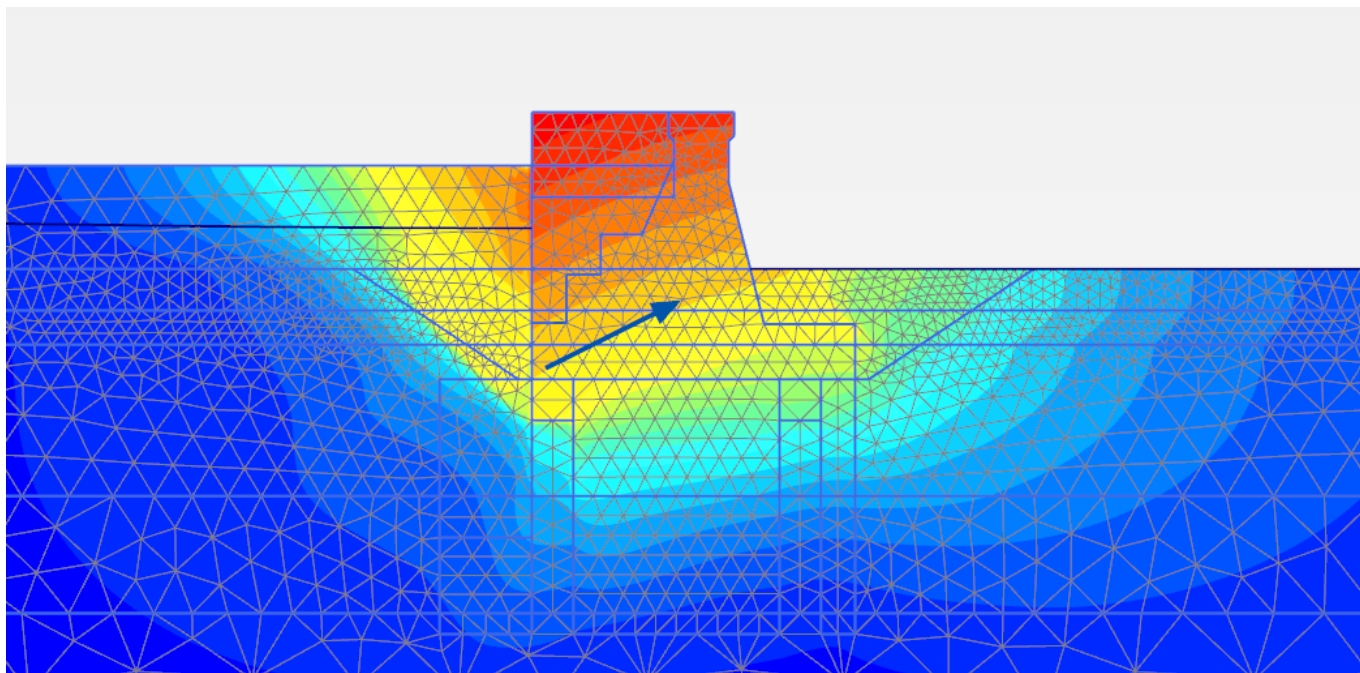


Figura 412. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 2.70$ (Condizione sismica SLC)

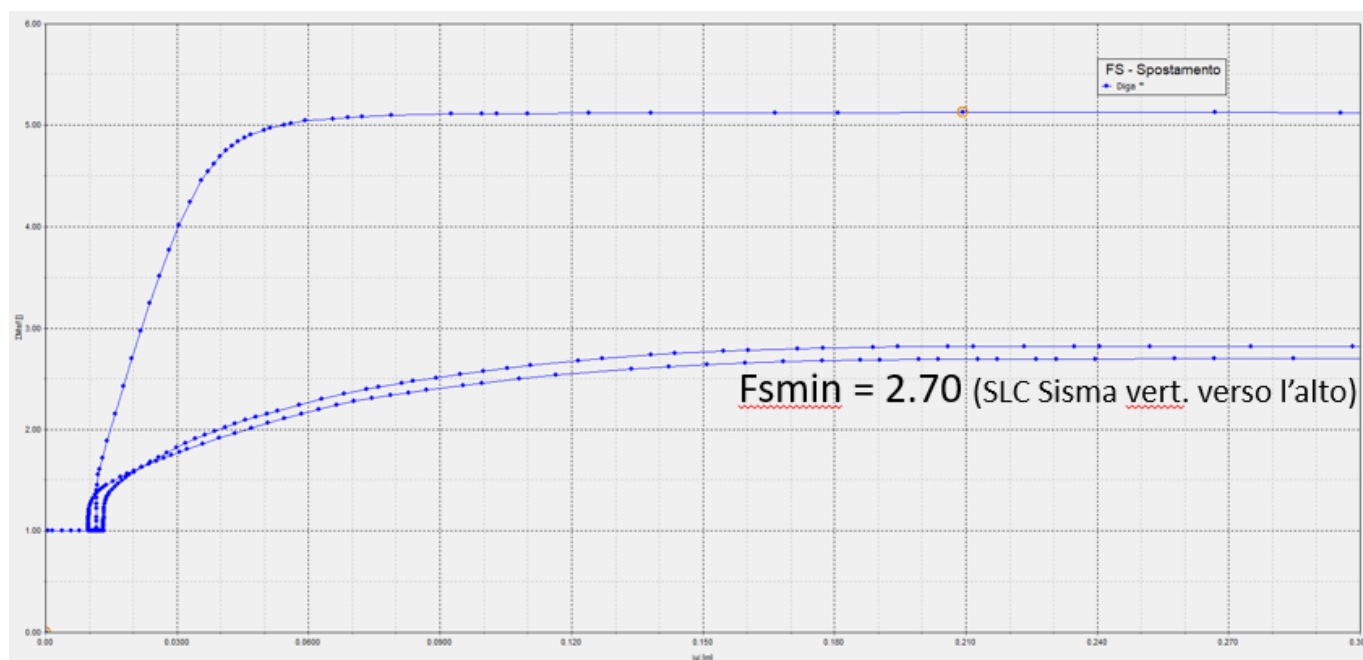


Figura 413. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.7.4. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

La massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 480 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

Risultanti in fondazione					
V [kN/m] =	6150.8	azione verticale totale			
H [kN/m] =	5328.5	azione orizzontale totale			
ex [m] =	5.32	eccentricità del carico verticale			
Bfond [m] =	23.50	larghezza fondazione			
Beff [m] =	12.9	larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)			
q _{may} [kPa] =	478.4	pressione di contatto equivalente			

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \cdot \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 23.50m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:

- $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$;
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$;
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \sin \beta$ (per $\phi' = 0$);

- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

- $s_q = 1 + B/L \tan \phi'$;
- $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
- $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;

- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

- $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \arctg(D/B)$, se $D/B > 1$;
- $d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 k$;
- $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\varphi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi')$ (per $\varphi' > 0$);
- $d_\gamma = 1$;

- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m ; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'} ; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1} ;$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L .

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 278 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto di raccordo A-B – SLC A2+M2+R2

Carico verticale	Carico orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S. = q_{lim}/q/1.80$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
73810	639 42	36	30.17	0	0	9	9	23.5	12.9	12.0	7	7595	476	15.93

9.2.7.5. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 1.2 cm, essenzialmente dovuto al peso proprio del manufatto ed al cedimento indotto dal rilevato arginale (pertanto avverrà durante le fasi realizzative).

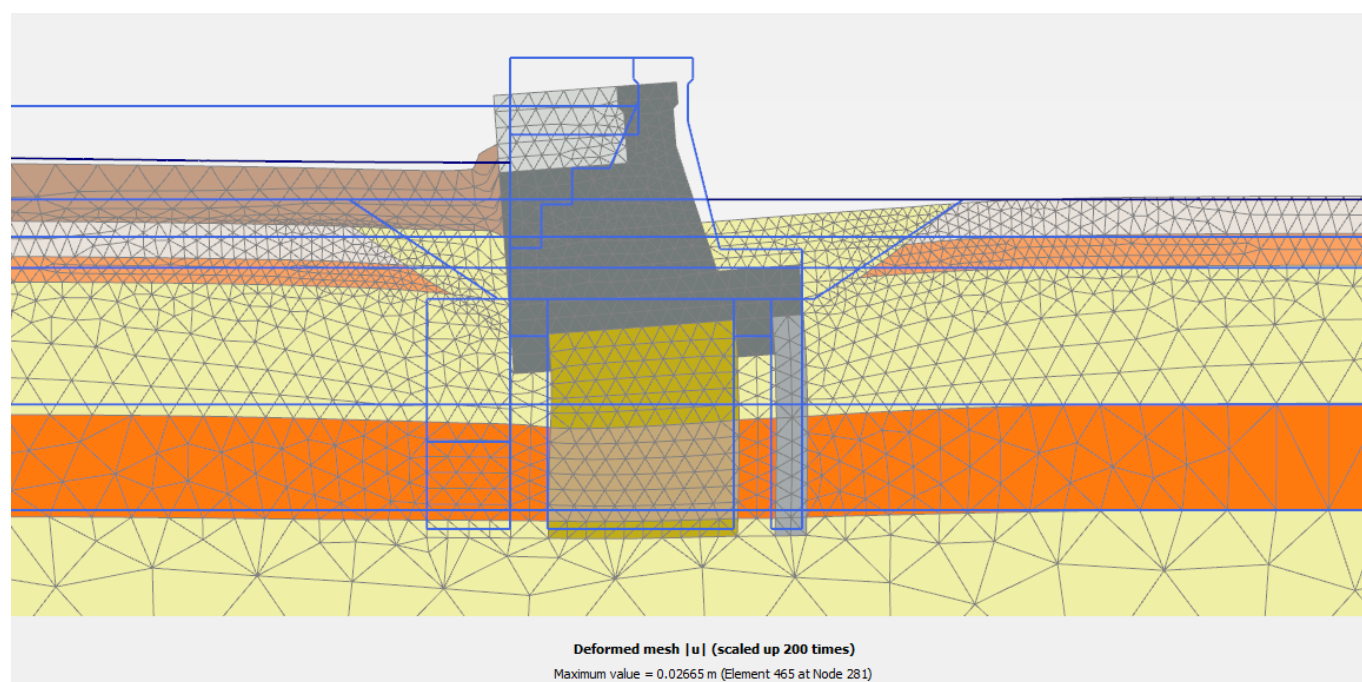


Figura 414. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, con un incremento di circa 1.0 cm verso valle; mentre rimane sostanzialmente invariato lo spostamento verticale medio del manufatto rispetto alla condizione statica.

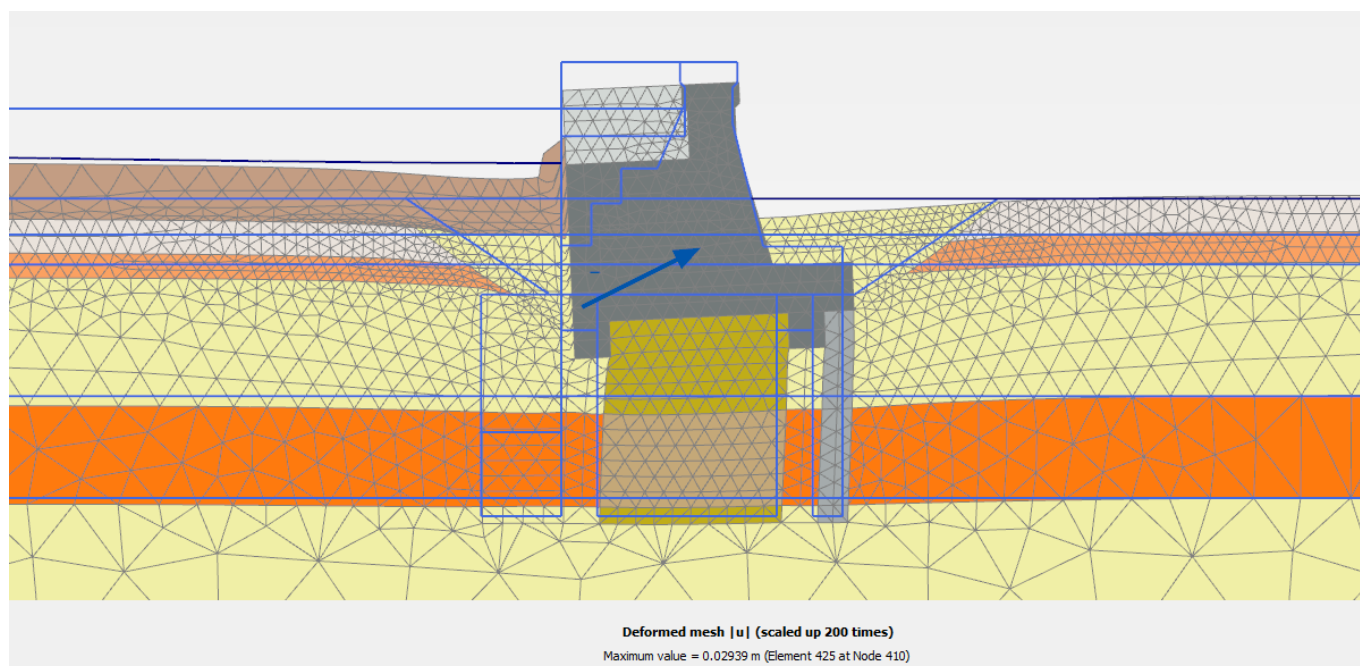


Figura 415. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

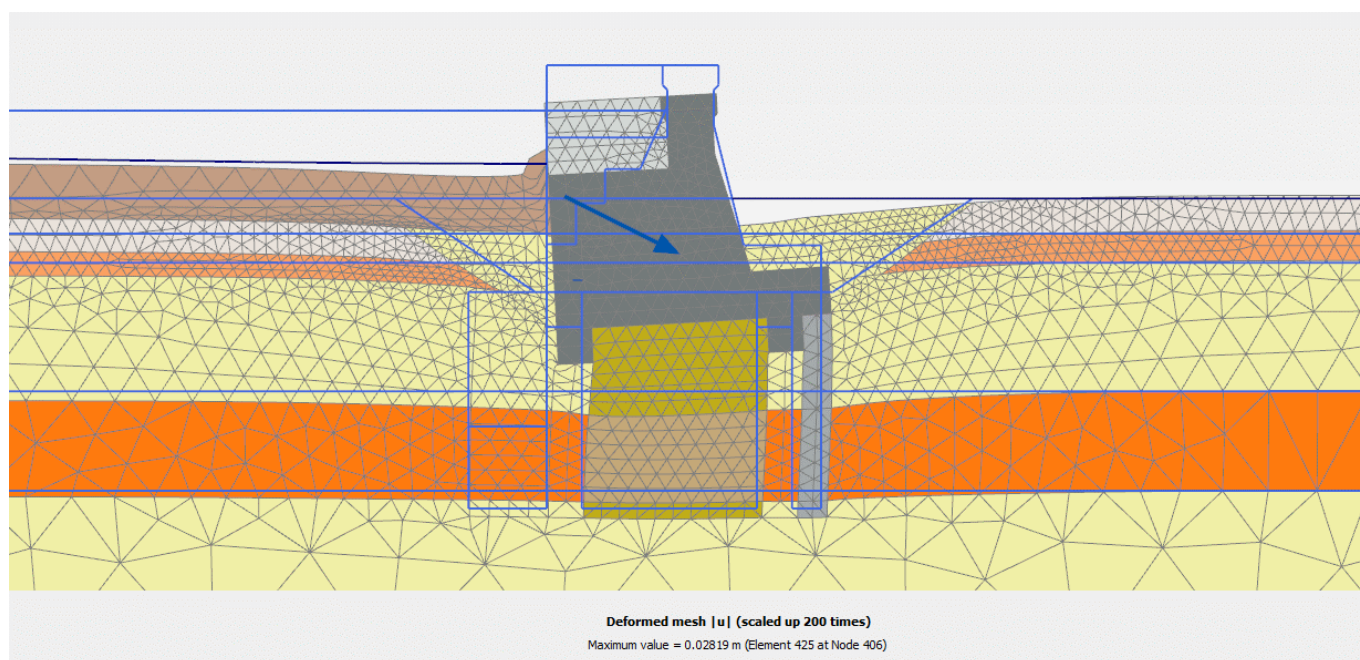


Figura 416. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.8. Sezione 6: Manufatto Laterale

Si tratta dei conci terminali che si ammorsano al rilevato arginale in affiancamento al manufatto A. In particolare si considera il concio maggiormente gravoso 1S che è sottoposto al massimo sbilanciamento monte-vale: a monte è caricato dal rilevato arginale che in corrispondenza del concio si dispone con una quota media di +140.0. A tale spinta si somma la spinta dell'acqua con la quota di massimo invaso.

9.2.8.1. Verifica allo scorrimento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alla sezione e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

Nella verifica a scorrimento viene considerato l'effetto delle sottopressioni, trascurando cautelativamente l'effetto benefico del taglione idraulico in jet-grouting. In presenza di canne drenanti, i valori delle sottopressioni vengono determinati assumendo un andamento di tipo bilineare con pressione agli spigoli pari alla massima pressione idrostatica monte-valle e massimo battente idraulico in corrispondenza dei drenaggi; quest'ultimo valore viene comunque massimizzato alla pressione idrostatica di valle incrementata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle (cfr. § D.2.2.1 NTD 2014).

Si trascura il contributo stabilizzante delle spinte di valle (resistenza passiva).

La presenza dei denti configura una superficie di scivolamento posizionata alla base degli stessi, che attraversa il volume di terreno consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting (vedasi precedente § 9.1.2). Pertanto alla resistenza attritiva, si somma la resistenza coesiva fornita dal volume di terreno cementato nella larghezza interclusa tra i due denti. Qui la percentuale di trattamento jet-grouting determinata in conformità ai disegni di progetto è pari al 50% a cui corrisponde una coesione equivalente di 382 kPa.

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione (H_d) risulta minore del valore di progetto della resistenza (R_d). La verifica a scorrimento è pertanto soddisfatta.

A2 + M2 + R2 (SLC SISMICA)
Peso manufatto

A1 [m²] =	259.4	area sezione in cls della diga
γ_{cls} [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte
b [m] =	10.82	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione
W1 [kN/m] =	6095.9	peso del manufatto in cls
W2 [kN/m] =	616.7	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione
γ_G [-] =	1.00	fattore parziale azioni
W1,d [kN/m] =	6095.9	peso del manufatto in cls
W2,d [kN/m] =	616.7	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione

Peso portato lato monte

Aw [m²] =	46.82	area gravante a monte del manufatto
γ_w [kN/m³] =	15.0	peso di volume Aw (mediato sull'intero volume)
Ww [kN/m] =	702.3	peso del manufatto in cls
γ_G [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Nw,d [kN/m] =	702.3	peso del manufatto in cls

Spinta idrostatica

Hw [m] =	15.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione
Sw [kN/m] =	1264.1	spinta idrostatica con legge triangolare
γ_G [-] =	1.00	fattore parziale azioni
Sw,d [kN/m] =	1264.1	spinta idrostatica con legge triangolare

Spinta terreno a tergo

Ht [m] =	11.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)
Ht,tot [m] =	14.0	altezza spingente rispetto alla base del dente
γ_t [kN/m³] =	20.0	peso di volume terreno
γ_t' [kN/m³] =	10.0	peso di volume immerso del terreno
c' [kPa] =	0.0	coesione efficace
ϕ_c' [deg] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente
γ_ϕ [-] =	1.25	fattore parziale
c'd [kPa] =	0.0	coesione efficace di calcolo
ϕ_d' [deg] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di calcolo
γ_G [-] =	1.00	fattore parziale azioni
k_a [-] =	0.343	coeff. di spinta statica
St,d [kN/m] =	59.7	spinta statica del terreno con legge triangolare

Coefficienti sismici

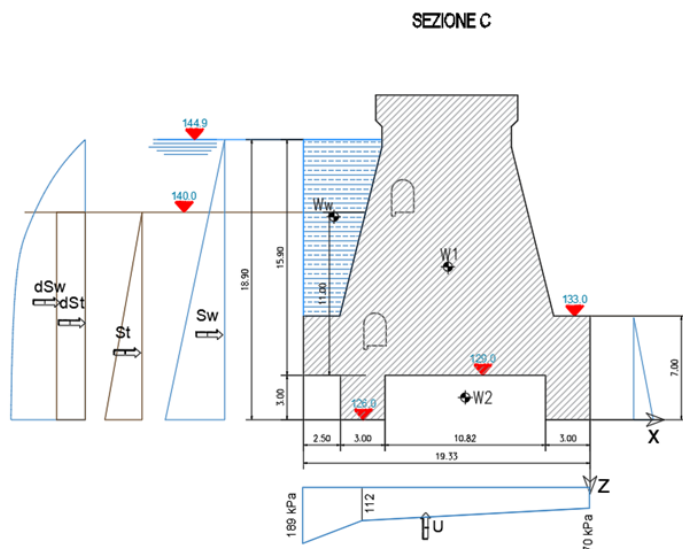
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)

Incremento spinta idrodinamica

ΔS_w [kN/m] =	298.8	spinta idrodinamica
-----------------------	-------	---------------------

Incremento spinta sismica terreno

Δk_{se} [-] =	0.302	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale
$\Delta St,d$ [kN/m] =	295.8	incremento sismico spinta terreno



	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	8.82	6095.9	-12.47	0.0	76015.9	-76015.9	peso del manufatto
Ww ->	0.0	14.32	702.3	-19.80	0.0	13905.5	-13905.5	peso portato lato monte
W2 ->	0.0	1.50	616.7	-13.00	0.0	8017.6	-8017.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1264.1	8.30	0.00	0.00	10491.6	0.0	10491.6	spinta idrostatica
St ->	59.7	4.67	0.00	0.00	278.8	0.0	278.8	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	2200.6	8.82	0.00	0.00	19409.5	0.0	19409.5	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	8.82	-1100.31	-12.47	13720.9	0.0	13720.9	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	222.6	1.50	0.00	-13.00	334.0	0.0	334.0	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	1.50	-111.32	-13.00	1447.2	0.0	1447.2	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔWw h ->	253.5	14.32	0.00	-19.80	3630.6	0.0	3630.6	forza inerziale orizzontale del peso portato a monte
ΔWw v ->	0.0	14.32	-126.77	-19.80	2509.9	0.0	2509.9	forza inerziale verticale del peso portato a monte
ΔSw h ->	298.8	7.91	0.00	0.00	2362.7	0.0	2362.7	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	295.8	7.00	0.00	0.00	2070.3	0.0	2070.3	spinta incremento sismico del terreno
TOTALI ->	4595.1		6076.5		56255.3	97939.0	-41683.7	

Risultanti in fondazione	
V [kN/m] = 6076.5	azione verticale totale
H [kN/m] = 4595.1	azione orizzontale totale
ex [m] = 2.81	eccentricità del carico verticale
Bfond [m] = 19.33	larghezza fondazione
Beff [m] = 13.7	larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)
q _{may} [kPa] = 442.9	pressione di contatto equivalente
u [m] = 6.86	distanza risultante dallo spigolo di valle
σ _v [kPa] = 328.5	tensione di contatto spigolo di valle
σ _u [kPa] = 300.2	tensione di contatto spigolo di monte
Verifica allo scorrimento	
Hd [kN/m] = 4595.1	azione orizzontale sul piano di fondazione
um [kPa] = 189.0	sotto-pressione acqua spigolo fondazione monte
udr [kPa] = 111.7	sotto-pressione acqua dreni
uv [kPa] = 70.0	sotto-pressione acqua spigolo fondazione valle
U [kN/m] = 1993.6	sotto-spinta totale
V' [kN/m] = 4082.9	carico efficace in fondazione (V - U)
δ'k [deg] = 36.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno-manufatto
γ _e [—] = 1.25	fattore parziale sulla resistenza dei materiali
δ' [deg] = 30.2	angolo resistenza al taglio di calcolo terreno-manuf. 0.527
ca _k [kPa] = 382.0	coesione/adesione sul piano di scorrimento (trattamento jet-gro)
γ _c [—] = 1.25	fattore parziale sulla resistenza dei materiali
ca [kPa] = 305.6	coesione/adesione sul piano di scorrimento in fondazione
Bca [m] = 10.82	larghezza utile interclusa tra i denti monte-valle
Rd1 [kN/m] = 2373.1	resistenza attritiva allo scorrimento in fondazione
Rd2 [kN/m] = 3306.6	resistenza coesiva allo scorrimento
γ _R [—] = 1.15	
Rdt [kN/m] = 4938.9	resistenza totale scorrimento
Rdt/Hd [—] = 1.07	marginare sicurezza > 1.0 - Verifica soddisfatta

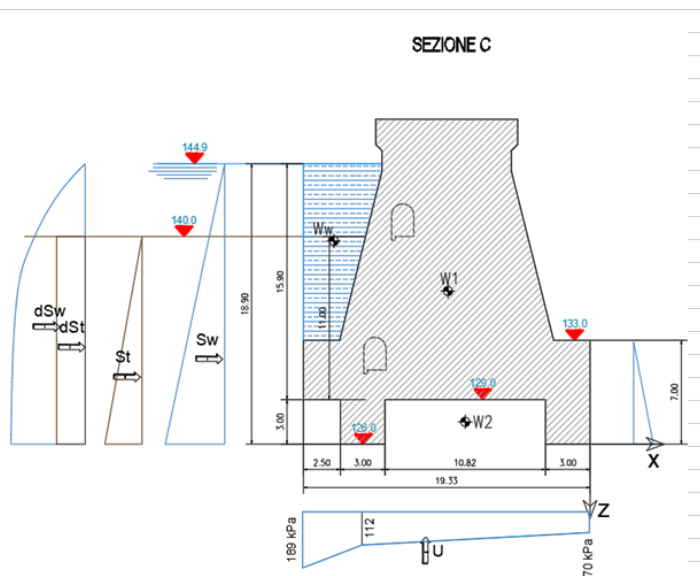


Figura 417. Verifica allo scorrimento (sismica)

9.2.8.2. Verifica al ribaltamento

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido EQU. Per le verifiche al ribaltamento si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione di valle. I coefficienti parziali sono:

$$\text{EQU Statica:} \quad \gamma_{G1} = 0.90 \quad \gamma_{G2} = 1.50 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

$$\text{EQU Sismica:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.00$$

Nella seguente tabella si riportano i calcoli ed i risultati della verifica, con riferimento alla condizione sismica maggiormente critica. Lo schema grafico mostrato identifica la simbologia e le convenzioni adottate nei calcoli.

Il valore di progetto dell'azione ribaltante ($M_{r,d}$) risulta minore del valore di progetto dell'azione stabilizzante ($M_{s,d}$). La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

EQU + M2 + R1 (SLC SISMICA)				SEZIONE C				
Peso manufatto								
A1 [m²] =	259.4	area sezione in cls della diga						
γcls [kN/m³] =	23.5	peso di volume del cls						
hd [m] =	3.0	altezza dente fondazione monte						
b [m] =	10.8	larghezza interna misurata tra i due denti di fondazione						
W1 [kN/m] =	6095.9	peso del manufatto in cls						
W2 [kN/m] =	649.2	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
W1,d [kN/m] =	6095.9	peso del manufatto in cls						
W2,d [kN/m] =	616.7	peso del terreno intercluso tra i due denti di fondazione						
Peso acqua monte								
Aw [m²] =	46.8	area acqua gravante a monte del manufatto						
Ww [kN/m] =	936.4	peso del manufatto in cls						
γG [-] =	1.0	fattore parziale azioni						
Ww,d [kN/m] =	936.4	peso del manufatto in cls						
Spinta idrostatica								
Hw [m] =	15.9	altezza acqua rispetto al piano di fondazione (z=0)						
Sw [kN/m] =	1264.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Sw [kN/m] =	1264.1	spinta idrostatica con legge triangolare						
Spinta terreno a tergo								
Ht [m] =	11.0	altezza ricoprimento rispetto al piano di fondazione (escluso dente)						
Ht,tot [m] =	14.0	altezza spingente rispetto alla base del dente						
γt[kN/m³] =	20.0	peso di volume terreno						
γt[kN/m³] =	10.0	peso di volume immerso del terreno						
c'k [kPa] =	0.0	coesione efficace						
φκ' [deg] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico terreno spingente						
γφ [-] =	1.25	fattore parziale						
c'd [kPa] =	0.0	coesione efficace di calcolo						
φd' [deg] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di calcolo						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
kA [-] =	0.343	coeff. di spinta statica						
St,d [kN/m] =	336.6	spinta statica del terreno con legge triangolare						
Coefficienti sismici								
Kh [-] =	0.361	coeff. sismico orizzontale						
Kv [-] =	-0.181	coeff. sismico verticale (+ verso il basso)						
Incremento spinta idrodinamica								
ΔSw [kN/m] =	0.00	spinta idrodinamica						
Incremento spinta sismica terreno								
ΔkAE [-] =	0.302	incremento sismico del coeff. di spinta orizzontale						
ΔSt [kN/m] =	295.8	incremento sismico spinta terreno						
Sottopressioni in fondazione								
U [kN/m] =	1997.0	sottospinta						
γG [-] =	1.00	fattore parziale azioni						
Ud [kN/m] =	1997.0	sottospinta di calcolo						
	Fx	-z	Fz	x	Mrib	Mstb	Mr-Ms	
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
W1 ->	0.0	5.82	6095.9	-12.47	0.0	76015.9	-76015.9	peso del manufatto
Ww ->	0.0	11.32	702.3	-19.80	0.0	13905.5	-13905.5	peso acqua portata lato monte
W2 ->	0.0	-1.50	616.7	-13.00	0.0	8017.6	-8017.6	peso terreno intercluso tra i due denti di fondazione
Sw ->	1264.1	5.30	0.00	0.00	6699.5	0.0	6699.5	spinta idrostatica
St ->	59.7	1.67	0.00	0.00	99.6	0.0	99.6	spinta statica terreno
ΔW1 h ->	2200.6	5.82	0.00	0.00	12807.6	0.0	12807.6	forza inerziale orizzontale della diga
ΔW1 v ->	0.0	5.82	-1100.3	-12.47	13720.9	0.0	13720.9	forza inerziale verticale della diga
ΔW2 h ->	222.6	-1.50	0.00	-13.00	0.0	334.0	-334.0	forza inerziale orizzontale del terreno intercluso tra i denti
ΔW2 v ->	0.0	-1.50	-111.3	-13.00	1447.2	0.0	1447.2	forza inerziale verticale del terreno intercluso tra i denti
ΔWw v ->	253.5	11.32	0.00	-19.80	2870.0	0.0	2870.0	forza inerziale orizzontale del peso portato a monte
ΔWw h ->	0.0	11.32	-126.8	-19.80	2509.9	0.0	2509.9	forza inerziale verticale del peso portato a monte
ΔSw h ->	0.0	4.91	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	spinta incremento idrodinamico dell'acqua
ΔSt h ->	295.8	4.00	0.00	0.00	1183.0	0.0	1183.0	spinta incremento sismico del terreno
U ->	0.0	0.00	-1997.0	-11.08	22127.1	0.0	22127.1	sottospinta idraulica
TOTALI ->	4296.3		4079.5		63464.7	98273.0	-34808.3	
Ms,d [kN/m] =	98273.0	momento stabilizzante						
Mr,d [kN/m] =	63464.7	momento ribaltante						
Ms,d / Mr,d [-] =	1.55	margine sicurezza > 1.0 - Verifica soddisfatta						

SEZIONE C

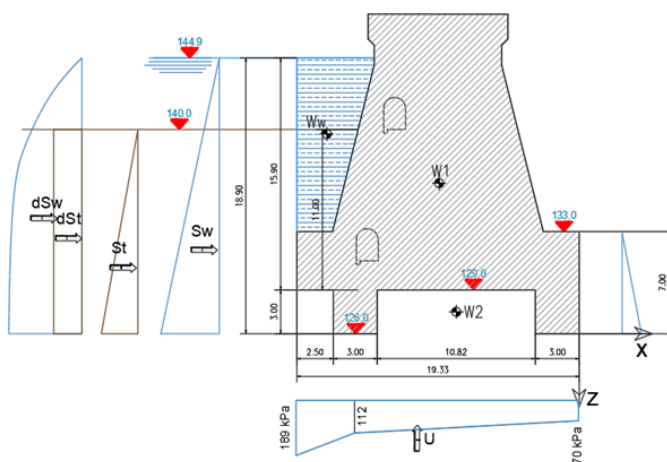


Figura 418. Verifica al ribaltamento EQU + M2 sismica

9.2.8.3. Verifica di stabilità globale mediante Analisi FEM 2D

La verifica deve rispettare quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche NTC2008:

$$E_D \leq R_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_D il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La condizione sismica è la condizione maggiormente critica per le verifiche e viene nel seguito documentata.

Per le verifiche di stabilità globale si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\text{SLC Sismico:} \quad \gamma_{G1} = 1.00 \quad \gamma_{G2} = 1.00 \quad \gamma_{\varphi} = 1.25 \quad \gamma_R = 1.15$$

È stata eseguita un'analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche sopra definite, delle condizioni geotecniche di progetto e delle azioni sismiche attese in sito.

Nelle figure seguenti si riporta un'immagine della mesh di calcolo costituita da circa 5000 elementi. Si estende su una larghezza di circa 400 m, tale da poter considerare trascurabili gli effetti di bordo. Nell'ingrandimento sulla sezione di calcolo si nota la geometria del manufatto fedelmente modellata in conformità alle carpenterie di progetto, la stratigrafia di progetto ed i volumi di terreno interessati dal trattamento jet-grouting.

Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente alla quota di massimo invaso, mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento a quanto già esposto nel precedente paragrafo 0, e agli elaborati geotecnici del PE per gli approfondimenti.

In termini di resistenza per i terreni naturali (eventualmente trattati con jet-grouting ove previsti in progetto) si è considerato il criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, in conformità a quanto riportato nel precedente paragrafo 9.1.2..

L'azione sismica viene applicata in maniera pseudo-statica, mediante azioni inerziali applicate nel baricentro delle masse del manufatto.

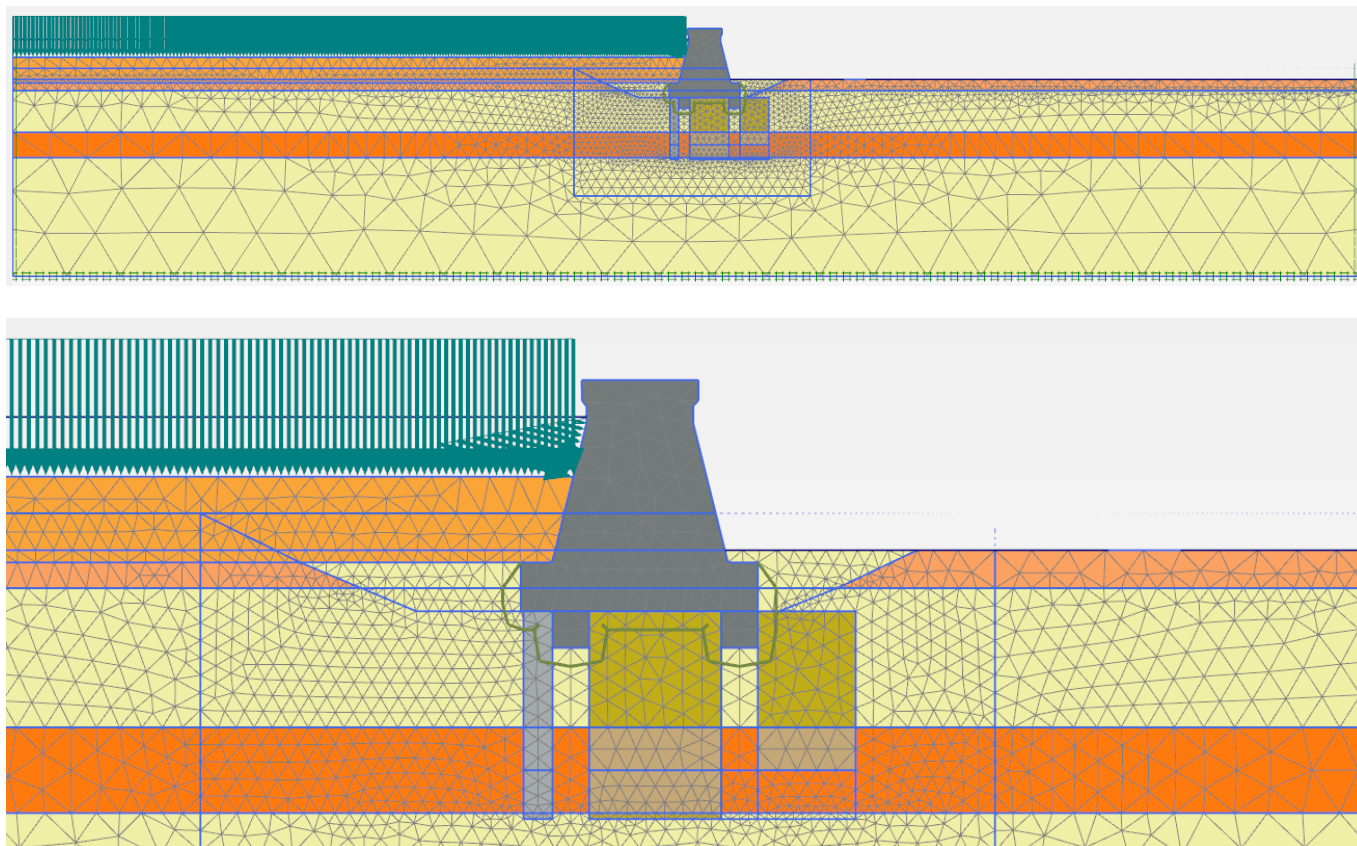


Figura 419. Modello FEM 2d: mesh di calcolo

Il modello implementa per steps successivi le principali fasi realizzative dell'opera, fino alla configurazione di esercizio ed alla successiva condizione sismica (metodo pseudo-statico):

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale.
- Fase 2. Realizzazione degli scavi e dewatering fino al piano di fondazione.
- Fase 3. Realizzazione dell'opera.
- Fase 4. Simulazione dell'evento di massima invaso.
- Fase 5. Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria. In questa fase si trascura cautelativamente la presenza del taglione idraulico in jet-grouting previsto in progetto.
- Fase 6. Analisi sismica con metodo pseudo-statico.

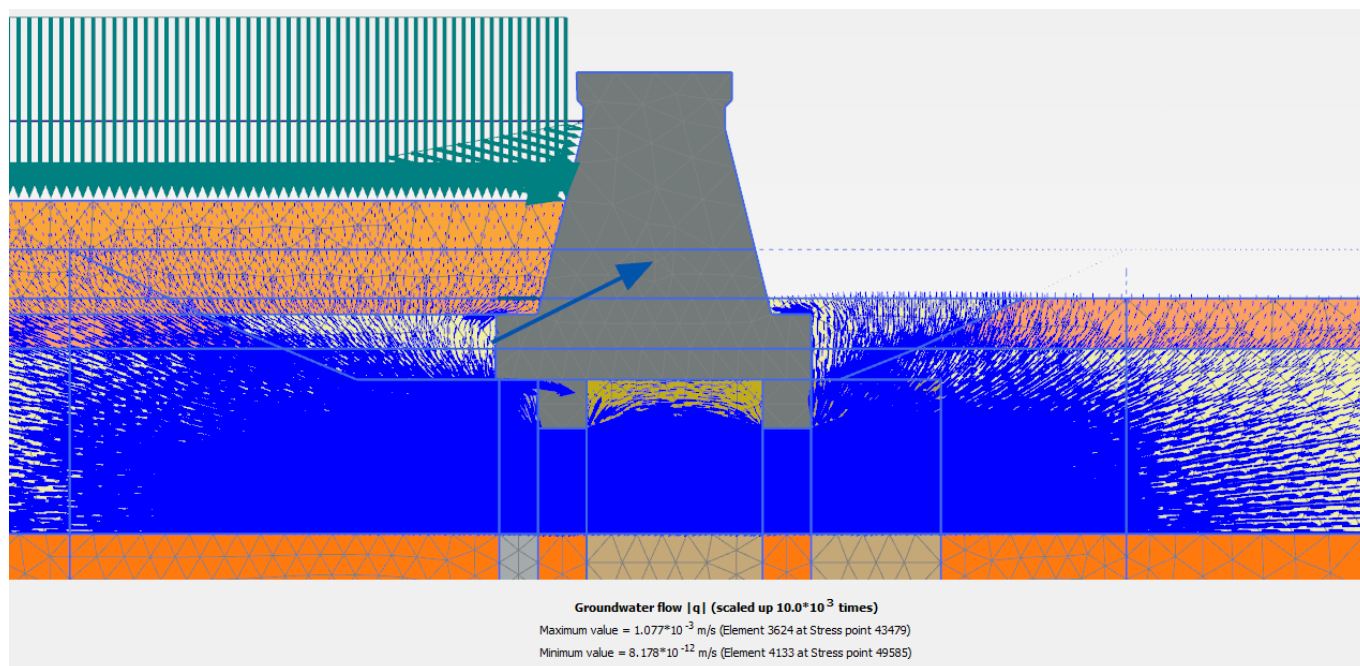


Figura 420. Modello FEM 2d: analisi del processo di filtrazione

Trattandosi di un'analisi non lineare per fasi, viene eseguita con i carichi e i parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati).

A partire dalla Fase 6 (Condizione Sismica) si procede con l'analisi di stabilità globale. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (ϕ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan (\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 371 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

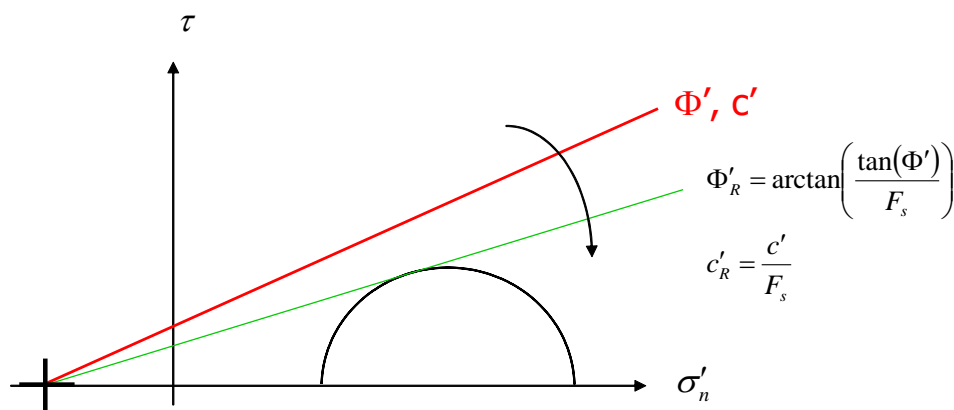


Figura 421. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile.

Tale analisi equivalgono alla verifica GEO prevista dalla normativa di riferimento NTC2008: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$ sulle resistenze globali).

La verifica sarà pertanto soddisfatta per FS prova $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

Nella seguenti figure si mostra la configurazione deformata di incipiente collasso numerico che mostra il cinematismo di collasso maggiormente probabile per il sistema geotecnico.

Nel seguito si mostra il grafico del fattore di sicurezza globale al crescere dello spostamento di un punto di controllo numerico posto nel centro del manufatto. Il coefficiente di sicurezza minimo si ottiene in condizioni sismiche con sisma verticale verso l'alto.

Risultando FS prova = 1.80 $\geq 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$, la verifica è soddisfatta.

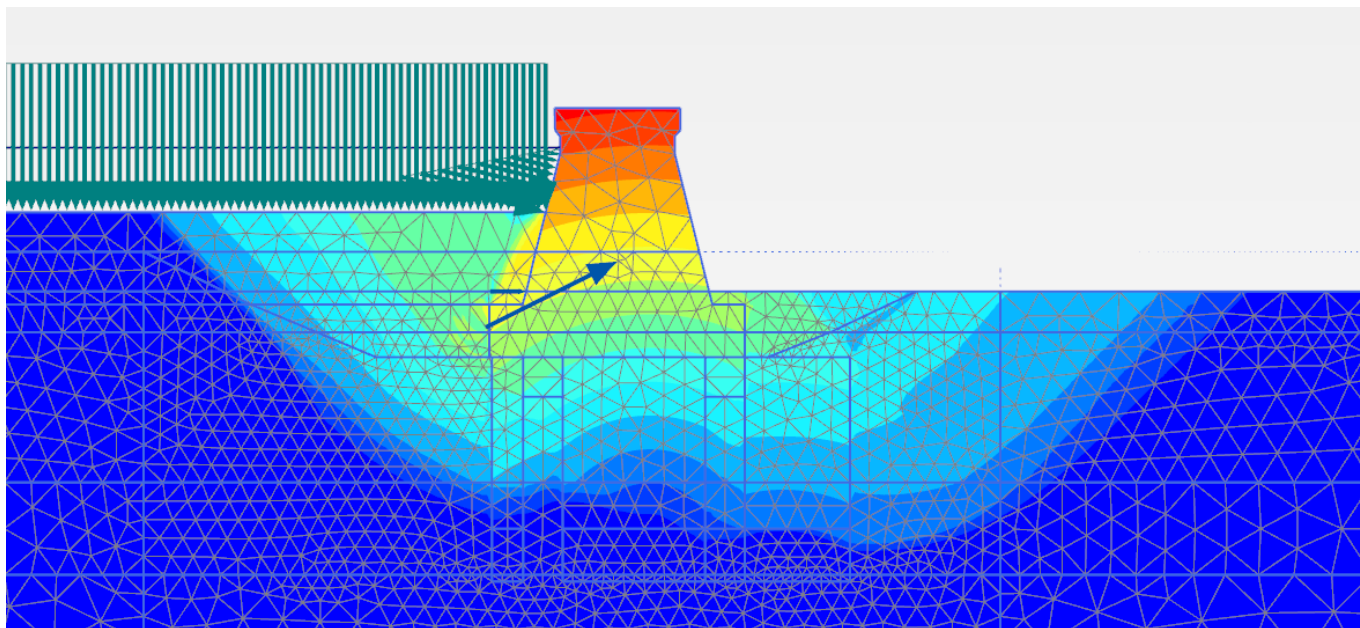


Figura 422. Cinematismo di collasso numerico con $FS_{prova} = 2.70$ (Condizione sismica SLC)

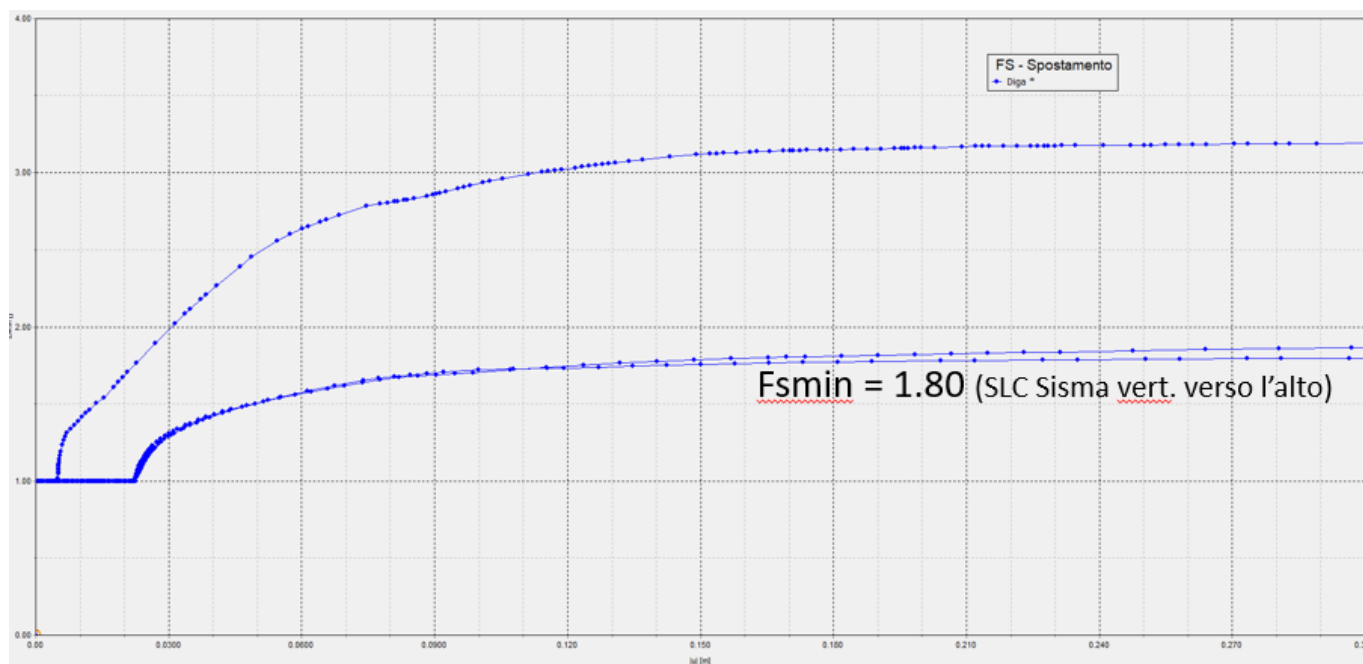


Figura 423. Coefficiente di sicurezza FS Vs spostamento del manufatto

9.2.8.4. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

La massima pressione di contatto in fondazione, valutata in condizioni sismiche SLC con il metodo di Meyerhof (1953) è pari a circa 440 kPa. Si tratta di valori sicuramente ammissibili per il terreno di fondazione consolidato mediante trattamento colonnare jet-grouting.

Risultanti in fondazione					
V [kN/m] =	6076.5	azione verticale totale			
H [kN/m] =	4595.1	azione orizzontale totale			
ex [m] =	2.81	eccentricità del carico verticale			
Bfond [m] =	19.33	larghezza fondazione			
Beff [m] =	13.7	larghezza effettiva equivalente (Mayerhof, 1953)			
q, may [kPa] =	442.9	pressione di contatto equivalente			

L'eccentricità riportata nella tabella è comprensiva sia dei momenti dovuti ai carichi verticali sia dei momenti dovuti ai carichi orizzontali.

Nel seguito si riporta ugualmente la verifica di portanza a carico limite.

Si specifica che per quanto riguarda le geometrie si rimanda agli elaborati grafici di progetto e le relazioni tecniche di calcolo riguardanti i manufatti in cemento armato del progetto esecutivo in oggetto.

Il calcolo della resistenza di progetto R_D del terreno di fondazione è stato svolto con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando la seguente formulazione generale, che tiene conto della geometria delle fondazioni, della loro profondità di imposta relativa rispetto al piano campagna e della presenza di ulteriori azioni orizzontali (considerando quindi anche il valore della forza di taglio e del momento flettente agenti sul plinto stesso):

$$\frac{R}{\gamma_r} = \frac{B' \cdot L' \left(N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times c + N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times q + \frac{\gamma \times B'}{2} \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \right)}{\gamma_r}$$

dove:

- B ed L sono le dimensioni della fondazione pari rispettivamente a 19.33 m e 12m;
- B' ed L' sono le stesse dimensioni ridotte per tenere conto dell'eccentricità del carico (e_B ed e_L) secondo la teoria di Meyerhof (1963) (secondo le formule: $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$);
- q lo sforzo efficace agente sul piano di fondazione ($q = \gamma D$, con D profondità del piano di posa e γ peso specifico del terreno) che dipende dallo spessore di terreno che insiste sul piano di posa ai lati del plinto;
- c' la coesione del terreno;
- N_q , N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' , calcolati secondo le espressioni di Vesic (1975) secondo le seguenti formule:

- $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$;
- $N_c = (N_q - 1) \tan \phi'$;
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$ (per $\phi' > 0$) e $N_\gamma = -2 \sin \beta$ (per $\phi' = 0$);

- s_q , s_c e s_γ sono i coefficienti che tengono conto della forma della fondazione (Vesic -1975):

- $s_q = 1 + B/L \tan \phi'$;
- $s_c = 1 + B/L \times N_q/N_c$;
- $s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$;

- d_q , d_c e d_γ sono i coefficienti che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione D (Vesic -1975):

- $k = D/B$, se $D/B \leq 1$ e $k = \arctg(D/B)$, se $D/B > 1$;
- $d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 k$;
- $d_c = 1 + 0.4 D/B$ (per $\varphi' = 0$) e $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi')$ (per $\varphi' > 0$);
- $d_\gamma = 1$;

- i_q , i_c ed i_γ sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del carico (Vesic -1975):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^m ; \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'} ; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi'} \right]^{m+1} ;$$

Con: $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$;

dove: $m_L = (2+B/L)/(1+B/L)$ e $m_B = (2+L/B)/(1+L/B)$ e in cui l'angolo θ è l'angolo compreso fra la direzione del carico (proiettata sul piano di fondazione) e la lunghezza L .

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate con riferimento a quanto riportato nelle tabelle dei parametri geotecnici riportate precedentemente.

Si riportano nel seguito quindi i risultati delle verifiche di sicurezza svolte per le combinazioni di carico considerate. Si considerano gli scarichi in fondazione derivanti dall'analisi presentata al capitolo 9.2.3, nella configurazione SLC A2+M2+R2.

Le verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite sono soddisfatte, essendo ampiamente verificata la disuguaglianza $E_D \leq R_D$.

Tabella 279 – Verifiche di sicurezza nei confronti del carico limite per manufatto laterale – SLC A2+M2+R2

Carico verticale	Carico orizzontale	Angolo di attrito (M1)	Angolo di attrito (M2)	Coesione (M1)	Coesione (M2)	Peso specifico terreno sotto fondazione	Peso specifico terreno sopra fondazione	Larghezza		Profondità	Profondità piano di imposta da p.c.	Carico limite	Pressione massima agente	Coefficiente di sicurezza
N_{Ed}	H_{Ed}	φ'	φ'	c'	c'	γ'_{down}	γ'_{up}	B	B_{eff}	L	D	q_{lim}	q_{Ed}	$F.S. = q_{lim}/q/1.80$
[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m³]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[-]
72918	551 41	36	30.17	0	0	9	9	19.33	13.7	12.0	7	9422	443	21.24

9.2.8.5. Stima dei cedimenti

Le analisi FEM2d sono state descritte nel precedente paragrafo al quale si rimanda per i dettagli.

Nel seguito si espongono i principali risultati in termini di cedimenti. Le seguenti figure rappresentano le deformate del sistema manufatto-terreno amplificate 200 volte.

Il massimo cedimento in condizioni statiche e massimo invaso è di circa 2.0 cm, essenzialmente dovuto al peso proprio del manufatto ed al cedimento indotto dal rilevato arginale (pertanto avverrà durante le fasi realizzative).

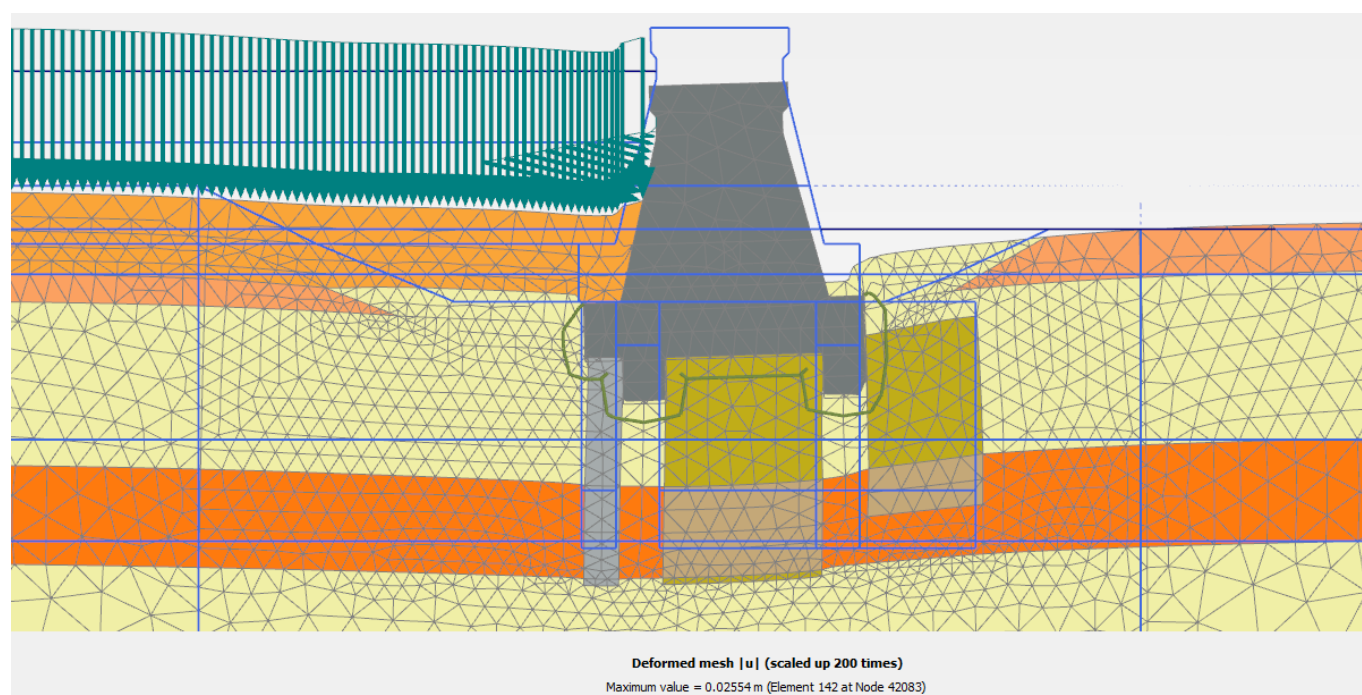


Figura 424. Spostamenti in condizioni statiche (massimo invaso)

In condizioni sismiche il massimo spostamento orizzontale si ha con sisma verticale verso l'alto, pari a circa 3.5 cm verso valle; con la condizione di sisma verticale verso il basso il cedimento si incrementa a circa 2.5 cm.

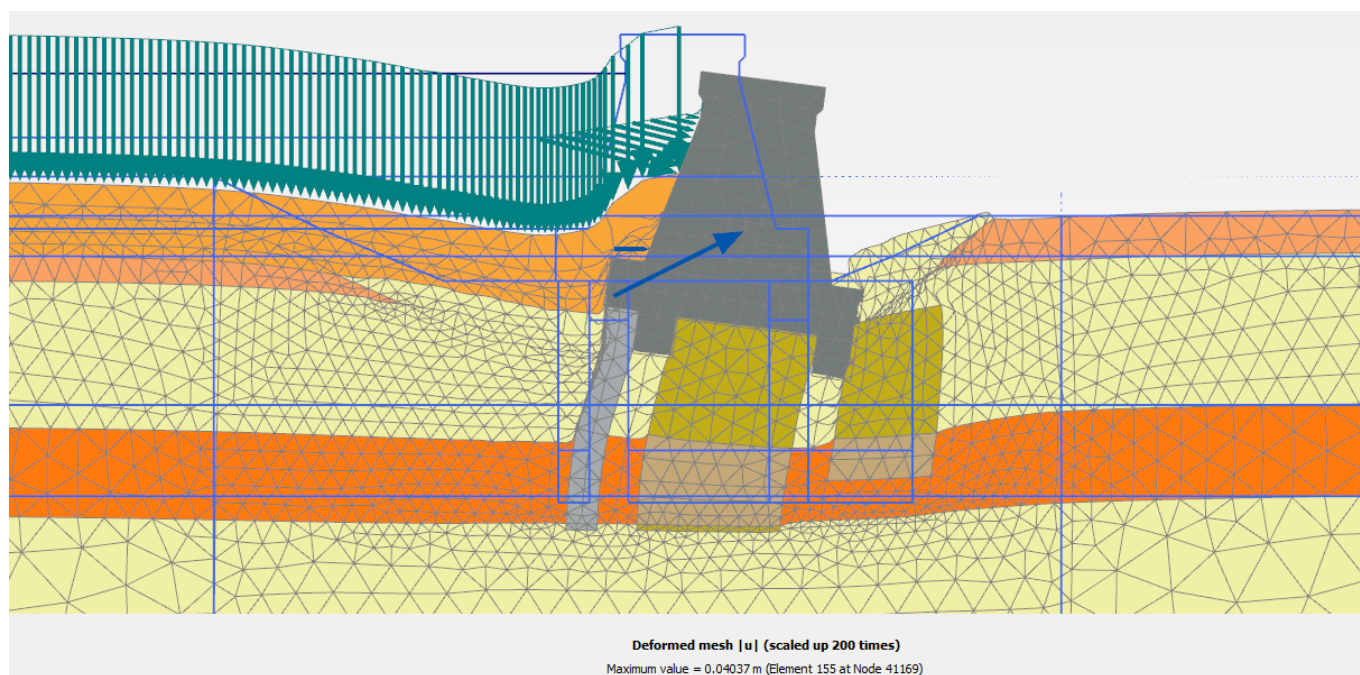


Figura 425. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso l'alto)

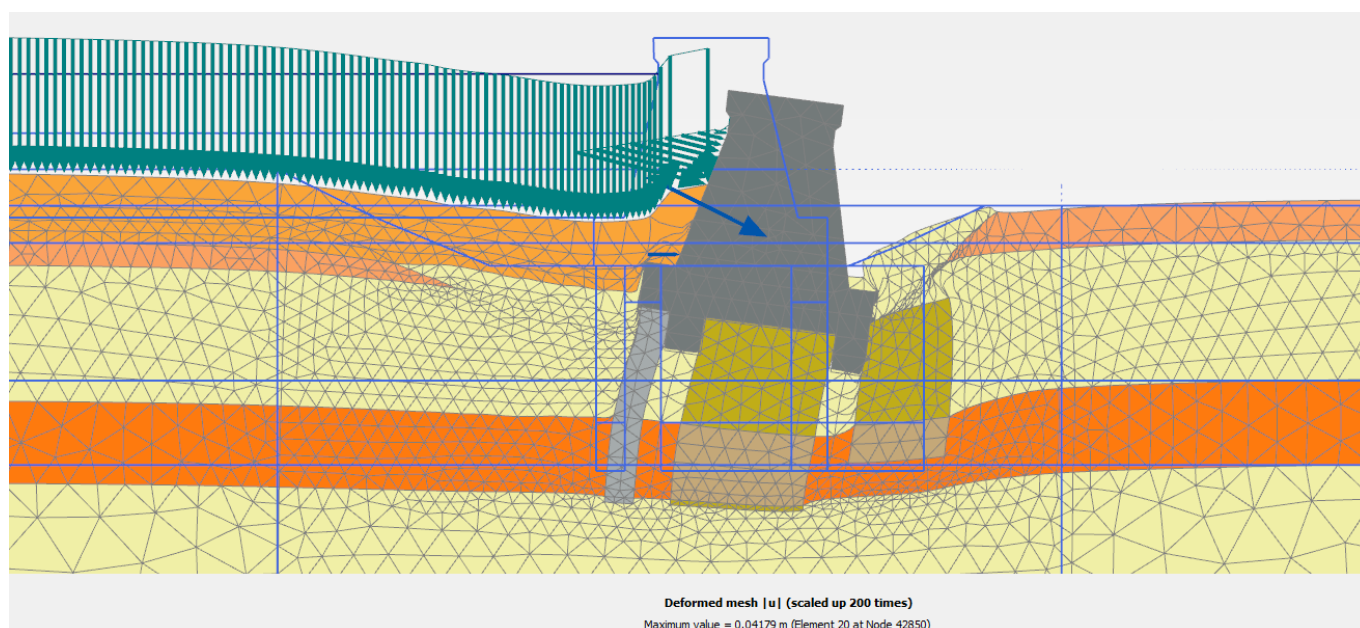


Figura 426. Spostamenti in condizioni sismiche (sisma verticale verso il basso)

9.2.9. Sintesi dei risultati

Le verifiche geotecniche sono svolte con riferimento a 6 sezioni di calcolo scelte fra quelle cautelativamente rappresentative dell'opera sull'intero sviluppo dei manufatti.

Nella seguente tabella si riporta una sintesi dei risultati. Risultando sempre $R_D > E_D$ ($R_D / E_D > 1.0$) le verifiche sono soddisfatte.

SEZ. CALC.	RIF. DI PROGETTO		R_D / E_D		
	CONCI	SEZIONE	scorr.	rib.	stab. glob.
[--]	[--]	[--]	[--]	[--]	[--]
1	1A-2A, 5A-6A, 9A-10A	I	1.08	1.06	1.61
2	3A-4A, 7A-8A	F	1.08	1.05	1.53
3	1B÷10B	R	1.13	1.01	1.55
4	1C-2C	N	1.17	1.11	2.91
5	3C÷5C	M	1.11	1.04	2.70
6	1S÷4S, 1D	C	1.07	1.55	1.80

All'interno della "Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" si rileva che i cedimenti di consolidazione, a lungo termine, calcolati per i rilevati arginali sono superiori di circa un ordine di grandezza rispetto a quelli stimati per i manufatti in cls A e B. Si osserva come tale fenomeno potrebbe comportare, specie nelle zone di interfaccia tra le diverse opere (manufatti cls/rilevati), l'insorgenza di fenomeni di trascinamento verso il basso, nelle sezioni di contatto.

A tale riguardo si asserisce che i cedimenti di lungo termine stimati per i rilevati non sarebbero "realistici" in quanto calcolati in condizioni piane e pertanto per gli stessi ci si aspetta una riduzione pari ad almeno il 50% del valore stimato e che quindi, in adiacenza ai manufatti di calcestruzzo, si possono manifestare cedimenti differiti nel tempo di circa 8 cm. Perciò, tali valori non possono influenzare la funzionalità dell'opera.

Si specifica che, siccome detti eventuali fenomeni di trascinamento per effetto della presenza di cedimenti differiti nel tempo, di entità non particolarmente elevata, possano concentrarsi all'interfaccia fra rilevati e manufatti di calcestruzzo, si ritiene comunque necessario prescrivere l'adozione di una guaina bituminosa posizionata sulla superficie di contatto tra rilevato arginale e manufatto in CLS.

10. VERIFICHE DEL FRANCO NETTO

All'interno della "Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche - Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" viene rilevato che, all'interno della documentazione di progetto presentata precedentemente, vi era presente un refuso tra "semialtezza" e "ampiezza" d'onda. Si sono corretti tali refusi all'interno della tabella 280.

Secondo la normativa NTD2014, la definizione di Franco netto è la seguente:

"La differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: "riflessione" e "risalita" (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m."

Poiché trattasi di opera di ritenuta "composita" in quanto costituita da una sequenza di manufatti limitatori e di sfioro aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di calcestruzzo a gravità ordinarie" e da rilevati arginali aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "dighe di materiali sciolti" si è ritenuto opportuno adottare un valore di franco netto proprio delle dighe di materiali sciolti pari a 1.50 metri in relazione al fatto che l'altezza della diga da considerare non è superiore a 15 m, in quanto si fa riferimento alle massime altezze rispetto al piano di campagna e non a quelle rispetto al piede interno che è sempre in scavo, a quota inferiore rispetto al piano di campagna.

Definizione delle onde da vento e da sisma:

- c) **Comparto 1:** Fetch=633m => si considera quindi un valore di 1000m; Vento di riferimento 25 m/s pari a 90 km/s; Ampiezza d'onda=0.235 m; Runup=0.033 m; da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.268.

Il valore di cedimento del terreno e dei manufatti in condizioni statiche è stato valutato essere per il Manufatto A pari a 1.30 cm, mentre per il Manufatto B pari a 1.10 cm (valore di cedimento del manufatto di raccordo).

Il valore del cedimento dovuto ad azioni sismiche è stato valutato all'interno dello specifico capitolo per i Manufatti A si dichiara come il valore medio non si discosti dal risultato delle analisi in condizioni statiche, mentre per il Manufatto B si è valutato un cedimento in condizioni sismiche di 1.75 cm.

I cedimenti post sismici del terreno di fondazione dei manufatti sono valutati all'interno del capitolo 6 della presente relazione, si evidenzia che tali contributi possono considerarsi trascurabili.

Tabella 280 - Valutazione del valore di franco netto secondo NTD2014 e verifica

	U.M.	MANUFATTO A
quota coronamento	m.s.l.m.	147.5
quota max invaso	m.s.l.m.	145.7
Franco	m	1.8
Ampiezza onda vento	m	0.235
Run up	m	0.033
Ampiezza + runup	m	0.268
Franco Netto	m	1.53
Franco netto regolamento	m	1.5
Cedimenti statici	m	0.013
hmax rilevato	m	-
cedimenti azioni sismiche (analisi dinamica)	m	0.0175
franco netto minimo	m	1.5305
Franco netto > Franco netto minimo		SI

	U.M.	MANUFATTO B
quota coronamento	m.s.l.m.	147.5
quota max invaso	m.s.l.m.	145.7
Franco	m	1.8
Ampiezza onda vento	m	0.235
Run up	m	0.033
Ampiezza + runup	m	0.268
Franco Netto	m	1.53
Franco netto regolamento	m	1.5
Cedimenti statici	m	0.011
hmax rilevato	m	-
cedimenti azioni sismiche (analisi dinamica)	m	0.011
franco netto minimo	m	1.522
Franco netto > Franco netto minimo		SI

La verifica risulta essere soddisfatta.

11. VERIFICHE GEOTECNICHE MANUFATTO C

Come richiesto all'interno del "MODULO TRATTAMENTO RILIEVI - Servizio di verifica ai sensi dell'art. 26 del d. lgs. 50/2016, del livello di progettazione esecutiva: "PR-E-1047 relativa ai lavori di realizzazione della cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma", si eseguono per il manufatto C le verifiche sismiche pseudo statiche utilizzando coefficienti sismici uguali a quelli usati nelle verifiche dei manufatti A e B ($K_h=0.36$ e $K_v=0.18$).

All'interno della "Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche - Cassa di espansione del torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839 - Progetto Esecutivo marzo 2021 - Relazione istruttoria per verifica di ottemperanza e approvazione tecnica" viene rilevato che:

- "Circa il manufatto C, per i quali i cedimenti differiti nel tempo, non possono considerarsi del tutto trascurabili, si raccomanda al Gestore proponente, tenuto conto che detti cedimenti potrebbero comportare anche una riduzione della quota di sfioro, con potenziali riflessi sul funzionamento idraulico della cassa (comparto 2), di valutare l'estensione di interventi di consolidamento anche al di sotto della superficie di fondazione del manufatto C."

Si afferma che i cedimenti del manufatto C non provocano alcun effetto ai fini della funzionalità idraulica del manufatto.

Si specifica che, siccome si possono avere eventuali fenomeni di trascinamento per effetto della presenza di cedimenti differiti nel tempo e che possano concentrarsi all'interfaccia fra rilevati e manufatti di calcestruzzo, si ritiene comunque necessario prescrivere l'adozione di una guaina bituminosa posizionata sulla superficie di contatto tra rilevato arginale e manufatto in CLS.

11.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per quanto riguarda il dettaglio approfondito dell'inquadramento geotecnico si rimanda agli elaborati grafici e alla caratterizzazione geotecnica presentata al capitolo 2.

Si riporta di seguito la stratigrafia assegnata al manufatto in esame.

Tabella 281 – Modello geotecnico per manufatto C

P.C. medio +136,50		
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica
0.0	÷ 5.0	UG1A
5.0	÷ 8.0	UG2A
8.0	÷ 9.5	UG2B
9.5	÷ 20.0	UG2A
20.0	÷ 37.0	UG2B
37.0	÷ 50.0	UG2A

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 1A sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 282 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 1A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	ϕ'_k	c'_k	c_u	E
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Unità di Modena	Ghiaie e Sabbie	1	20/10	38	0	0	45-80

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 2A sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 283 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2A

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	ϕ'_k	c'_k	c_u	E
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Subsistema di Ravenna	Ghiaie e Sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa	2A	20/10	36	0	0	40-100*

**valori crescenti con la profondità (fino a 35 m da p.c.)*

I parametri caratteristici generali di resistenza e deformabilità per l'unità geotecnica UG 2B sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 284 – Parametri caratteristici generali di resistenza a deformabilità dell'unità geotecnica 2B

Terreno	Materiale	U.G.	γ/γ'	ϕ'_k	c'_k	c_u	E	M	Cc	Cs	C α
		[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
Subsistema di Ravenna	Livelli prettamente limoso argillosi	2B	19/9	25	5-10	90	da 80 a 300**	5-15*	0.2-0.3	0.02-0.10	0.000-0.01

**(valori crescenti con la profondità)*

*** (variabile con la profondità ma possibile influenza di livelli di debolezza)*

dove:

- γ = peso di volume del terreno;
- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- ϕ'_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio del terreno;
- c'_k = valore caratteristico coesione del terreno in termini di tensioni efficaci;

- c_{uk} = valore caratteristico coesione non drenata;
- E = Modulo di deformabilità elastico di Young;
- M = modulo edometrico dei terreni argillosi;
- C_c = indice di compressibilità dei terreni coesivi;
- C_s = indice di rigonfiamento dei terreni coesivi;
- C_a = indice di compressione secondaria dei terreni coesivi;

11.2. VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DEL MANUFATTO

Per il manufatto C la scelta di utilizzare l'analisi Plaxis deriva dalla natura e dalle caratteristiche del manufatto costituito da una struttura snella (flessibile) e di natura geometrica complessa, inoltre dipende dalla stratigrafia presente (strati di argilla di circa 20m) per cui si è resa necessaria una analisi di interazione terreno-struttura e l'adozione di un legame costitutivo più complesso (elasto-plastico-viscoso) anche per la stima dei cedimenti a medio e lungo termine (si stima un aliquota in fase di esercizio).

11.2.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato realizzato tramite il software PLAXIS 2D, per le due sezioni di calcolo (1C e 2C) rappresentative del manufatto C.

Con tale modello di calcolo si vuole determinare sia il mancato collasso della fondazione del manufatto in esame, sia effettuare il calcolo dei cedimenti indotti di breve e lungo termine.

Si presenta quindi dapprima la geometria e le fasi di calcolo del modello numerico, il modello costitutivo implementato per il calcolo delle deformazioni a lungo termine viscoso ed infine si mostrano i risultati dell'analisi numerica.

I parametri utilizzati all'interno dell'analisi sono abbattuti dei coefficienti di riduzione afferenti al caso M2, quindi si dividerà la coesione efficace per 1.25 e la tangente dell'angolo di attrito per 1.25.

11.2.1.1. Geometria di calcolo

Di seguito si riportano le sezioni e le planimetrie del manufatto C. Si riportano le sezioni di analisi che si ritengono significative per i calcoli svolti all'interno della presente relazione.

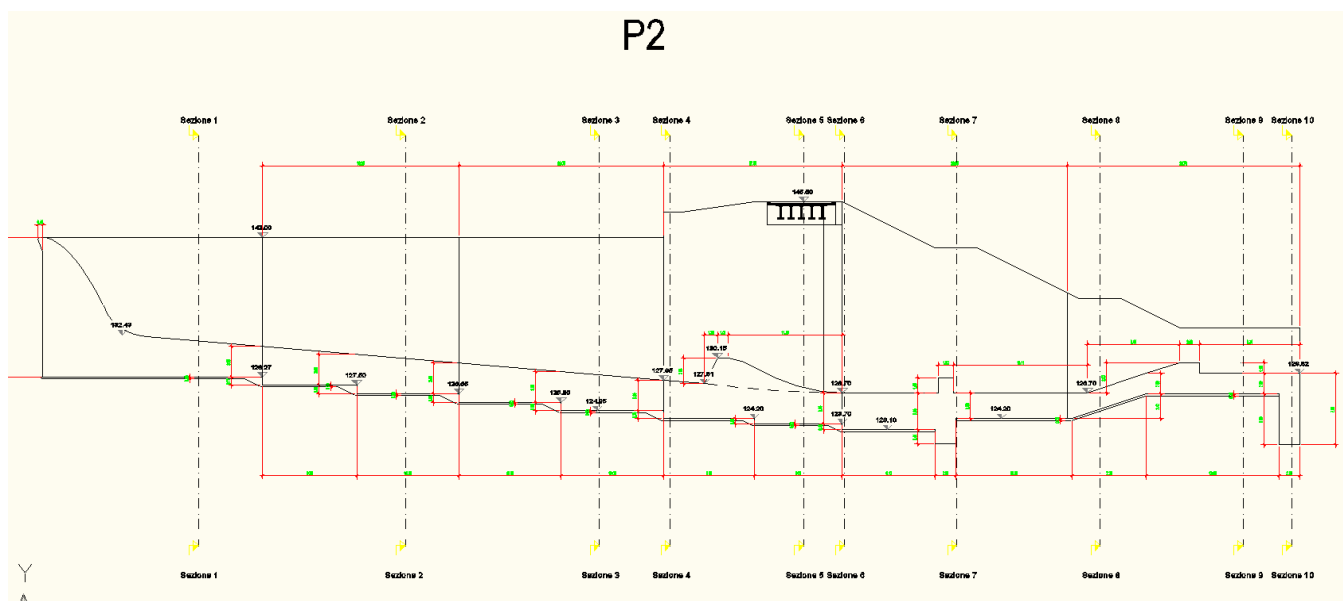


Figura 427 – Sezione longitudinale del Manufatto C

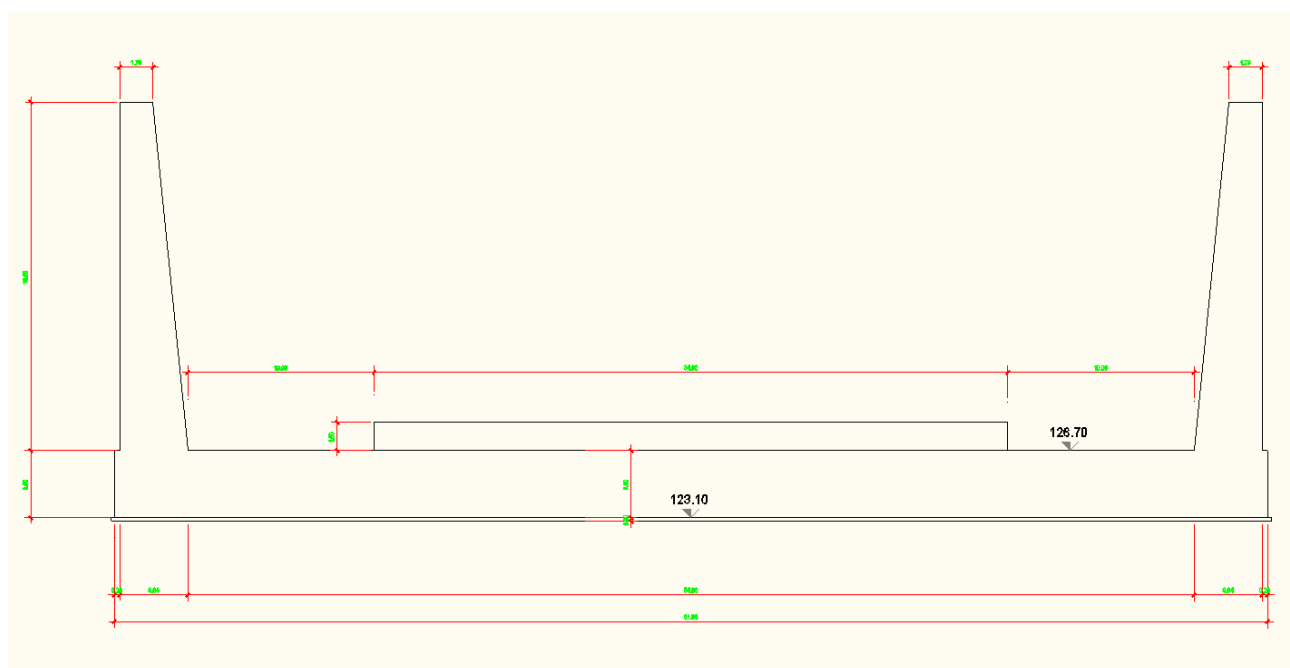


Figura 428 – Sezione trasversale 1C del manufatto C

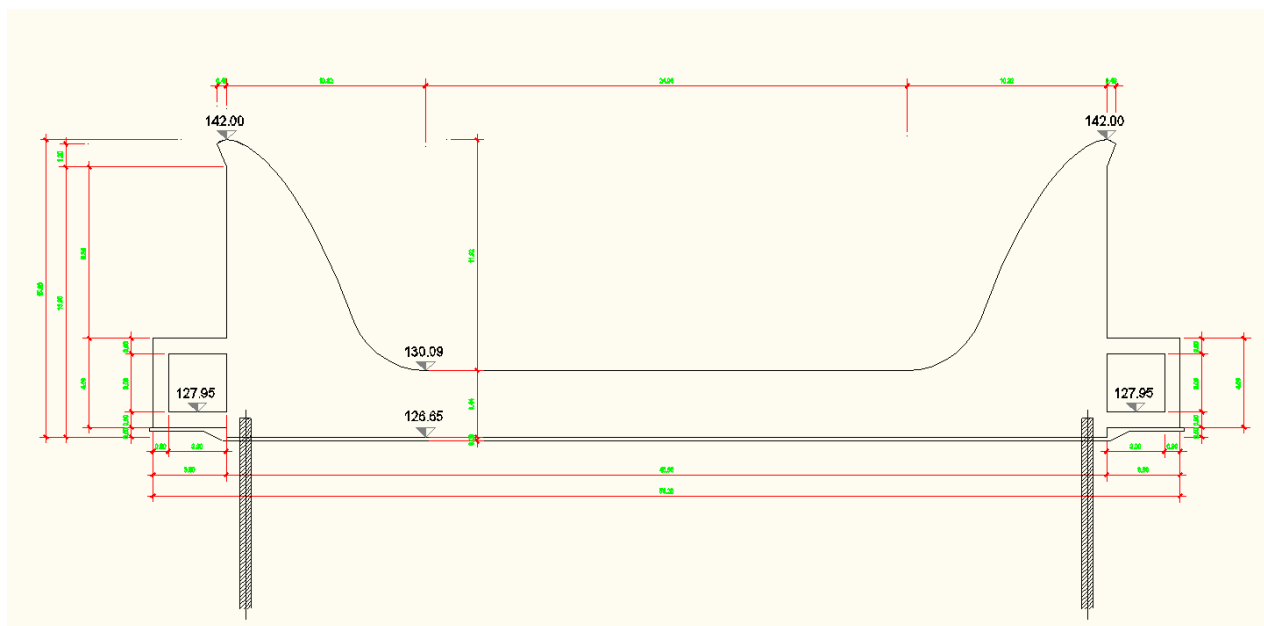
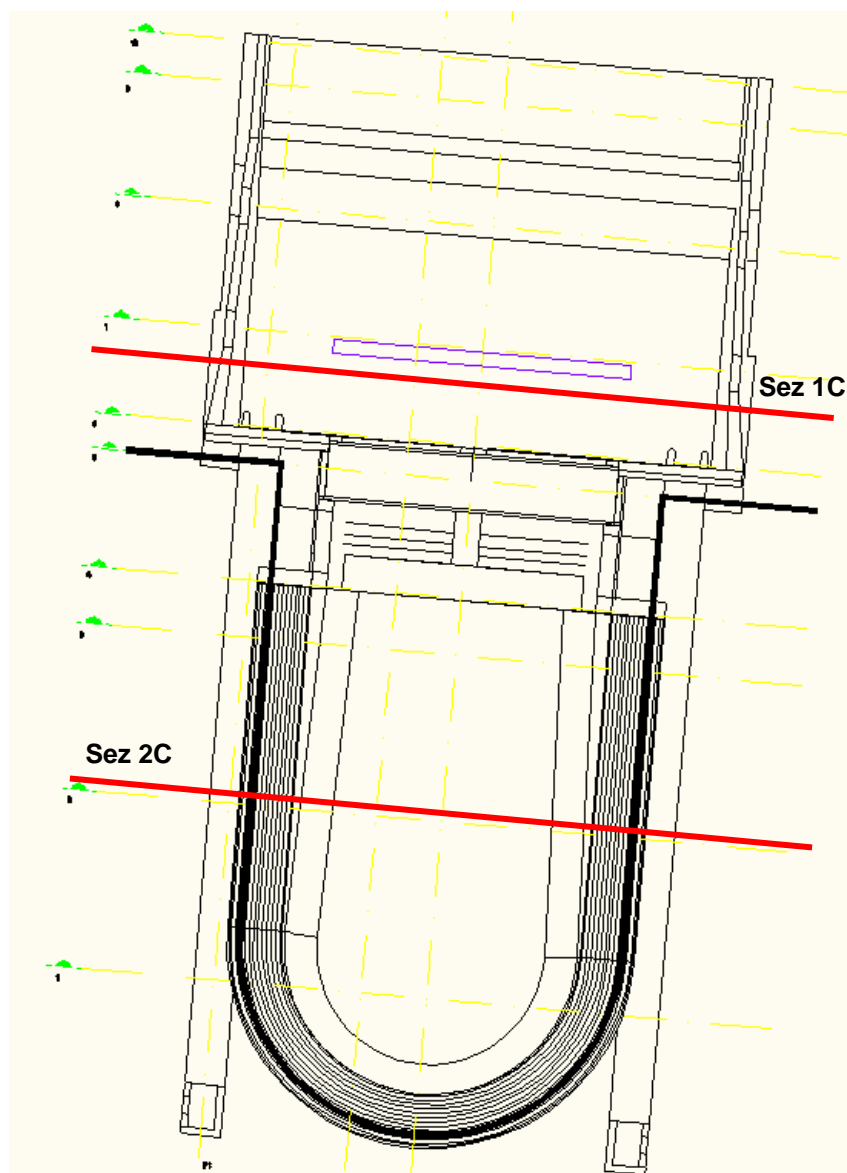


Figura 429 – Sezione trasversale 2C del manufatto C



11.2.1.2. Fasi di calcolo

11.2.1.2.1. Sezione 1C

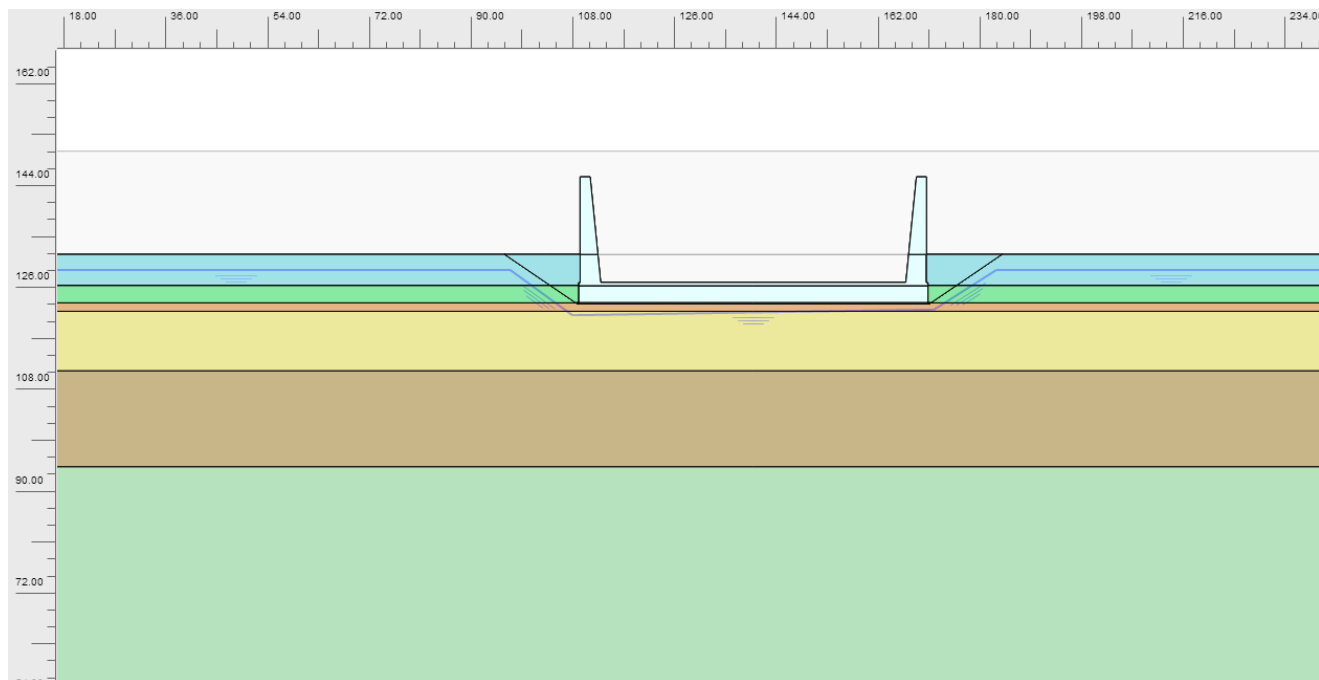


Figura 430 – Sezione di calcolo 1C

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti derivanti dalla fase geostatica;
- 3) Esecuzione degli scavi per raggiungere il piano di fondazione del Manufatto C;
- 4) Costruzione del manufatto in C.A.;
- 5) Consolidazione fino a 7 giorni;
- 6) Consolidazione fino a 30 giorni;
- 7) Consolidazione fino a 90 giorni;
- 8) Consolidazione fino a 180 giorni;
- 9) Consolidazione fino a 360 giorni;
- 10) Consolidazione fino a 100 anni;

11.2.1.2.2. Sezione 2C

- 1) Geostatico;
- 2) Azzeramento degli spostamenti derivanti dalla fase geostatica;
- 3) Esecuzione degli scavi per raggiungere il piano di fondazione del Manufatto C;
- 4) Costruzione del manufatto in C.A.;
- 5) Consolidazione fino a 7 giorni;

- 6) Consolidazione fino a 30 giorni;
- 7) Consolidazione fino a 90 giorni;
- 8) Consolidazione fino a 180 giorni;
- 9) Consolidazione fino a 360 giorni;
- 10) Consolidazione fino a 100 anni;

11.2.1.3. Modello costitutivo Soft Soil Creep

Per simulare il comportamento di terreni compressibili soffici che mostrano un comportamento di compressione secondaria si implementa all'interno di PLAXIS 2D il modello "Soft Soil Creep", ovvero un modello che considera il comportamento di dipendenza dal tempo di tali terreni in termini di deformazioni sviluppate.

Il problema del creep è importante per i problemi che riguardano la costruzione di rilevati, quindi risulta fondamentale valutare tali cedimenti indotti tramite modelli numerici FEM.

11.2.2. Stima dei cedimenti

In tale paragrafo si esegue il calcolo per la stima dell'entità dei cedimenti per il manufatto C.

Si consideri la stratigrafia ed i parametri riportati all'interno del capitolo di inquadramento geotecnico. Si esaminano dunque i risultati delle due sezioni di calcolo 1C e 2C.

11.2.2.1. Sezione 1C

Per quanto riguarda la Sezione 1C di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del manufatto che è il tempo ipotizzato per la costruzione del manufatto stesso. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi.

Inoltre, a fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 360 giorni (FASE 9 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo pari a 0.365 m.

Quindi si stimano i cedimenti massimi a dissipazione delle sovrappressioni avvenuta (180 giorni) pari a 0.34 m agli estremi della struttura, cedimenti a fine costruzione dell'intera cassa di espansione (360 giorni) pari a 0.365 m e cedimenti di lungo termine (100 anni), dovuti anche al comportamento viscoso degli strati argillosi in base alle prove edometriche, pari a 0.51 m.

I cedimenti quindi che si sviluppano dalla fine della costruzione (stimata in circa 360 giorni) e i 100 anni di riferimento sono di circa 0.15 m, distribuiti in modo uniforme lungo la fondazione del manufatto C e comparabile con i cedimenti a lungo termine dei rilevati adiacenti al manufatto stesso.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

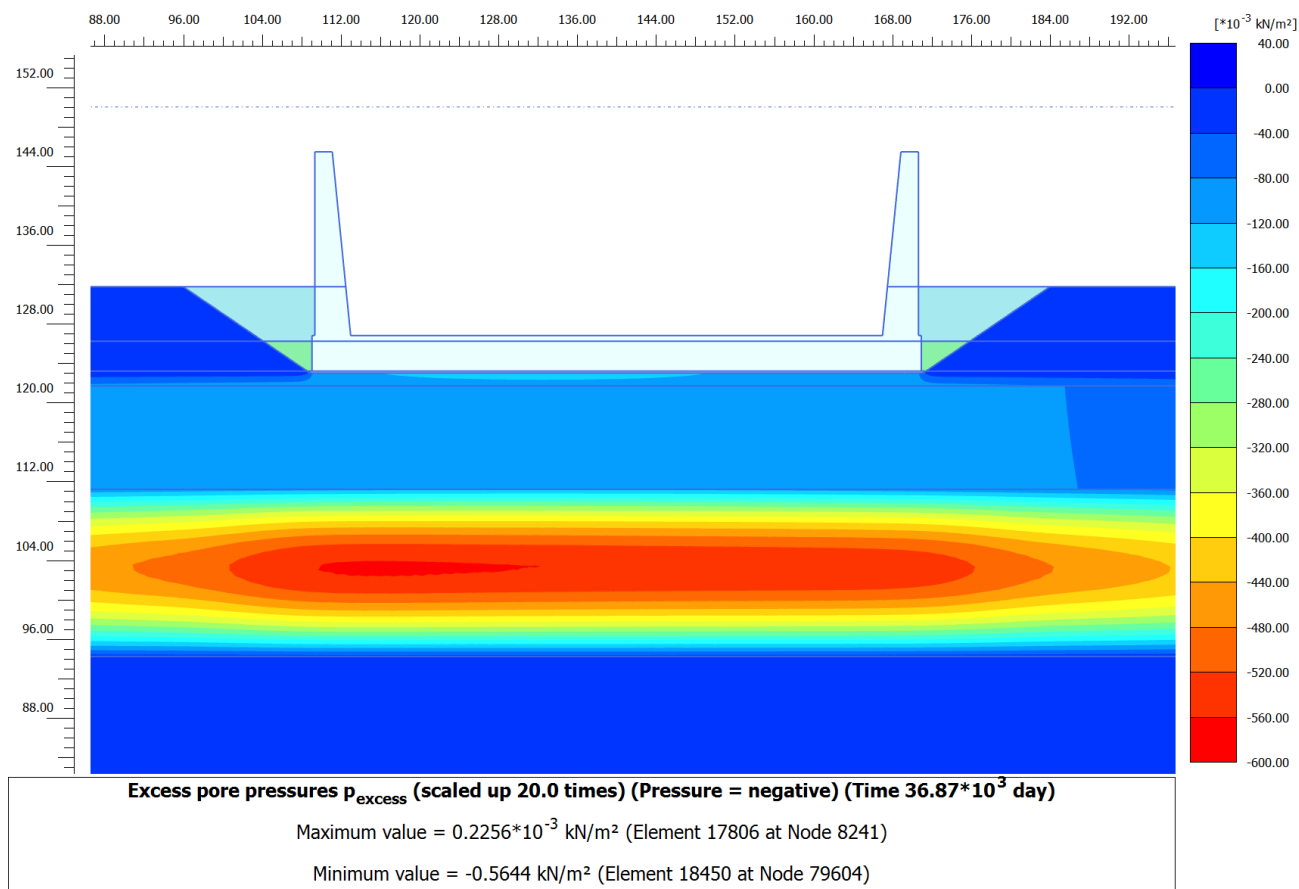


Figura 431 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

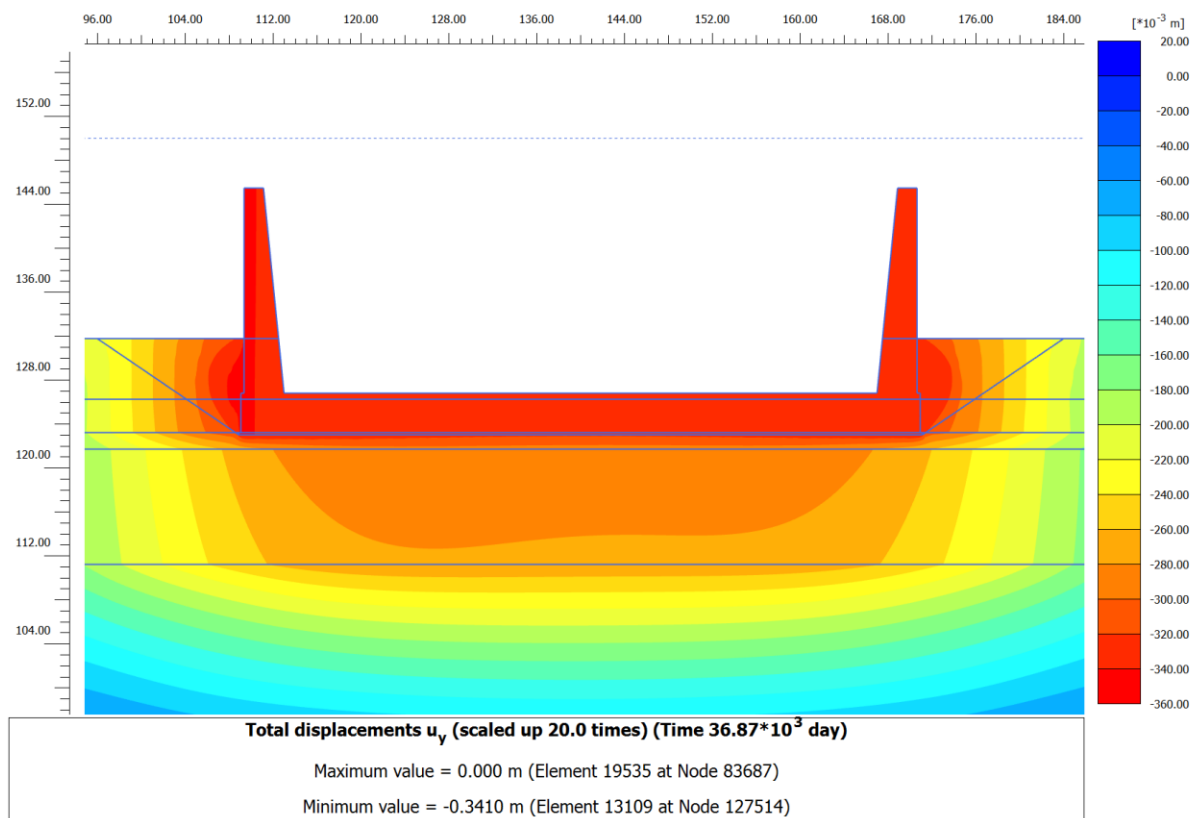


Figura 432 – Cedimenti a 180 giorni

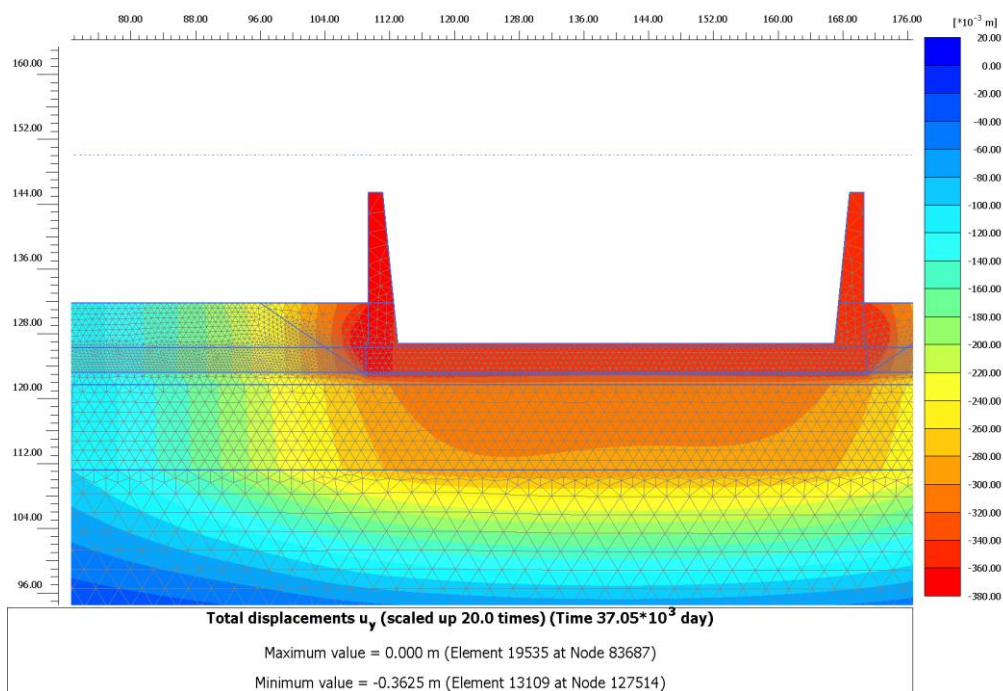


Figura 433 – Cedimenti a 360 giorni

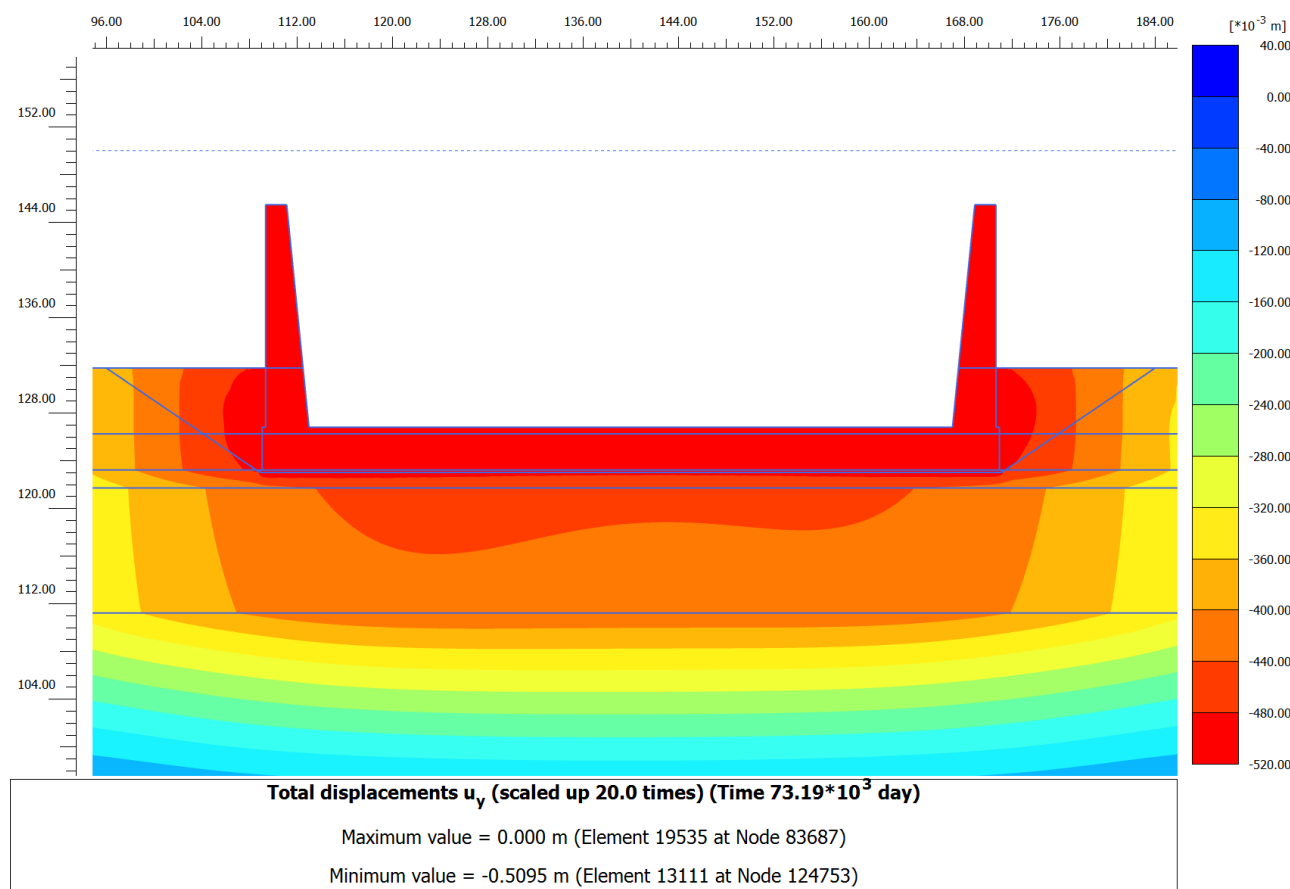


Figura 434 – Cedimenti a lungo termine 100 anni

11.2.2.2. Sezione 2C

Per quanto riguarda la Sezione 2C di calcolo si mostrano i cedimenti totali ottenuti a 180 giorni dall'inizio della costruzione del manufatto che è il tempo ipotizzato per la costruzione del manufatto stesso. A questa data le sovrappressioni generate dall'applicazione del carico dovuto alla costruzione sono già completamente dissipate, per cui l'effetto post-costruzione che ci si aspetta è eventualmente connesso con il comportamento viscoso degli strati argillosi.

Inoltre, a fine costruzione dell'intera opera della cassa di espansione, periodo corrispondente a 360 giorni (FASE 9 del cronoprogramma), si ottiene invece un cedimento massimo pari a 0.40 m.

Quindi si stimano i cedimenti massimi a dissipazione delle sovrappressioni avvenuta (180 giorni) pari a 0.37 m agli estremi della struttura, cedimenti a fine costruzione dell'intera cassa di espansione (360 giorni) pari a 0.40 m e cedimenti di lungo termine (100 anni), dovuti anche al comportamento viscoso degli strati argillosi in base alle prove edometriche, pari a 0.55 m.

I cedimenti quindi che si sviluppano dalla fine della costruzione (stimata in circa 360 giorni) e i 100 anni di riferimento sono di circa 0.15 m, distribuiti in modo uniforme lungo la fondazione del manufatto C e comparabile con i cedimenti a lungo termine dei rilevati adiacenti al manufatto stesso.

Il cedimento così valutato, ritenuto comunque cautelativo, è compatibile con il franco stabilito per il progetto in esame, in quanto tali abbassamenti non determinano una possibile tracimazione dell'invaso per qualsiasi tempo di ritorno considerato.

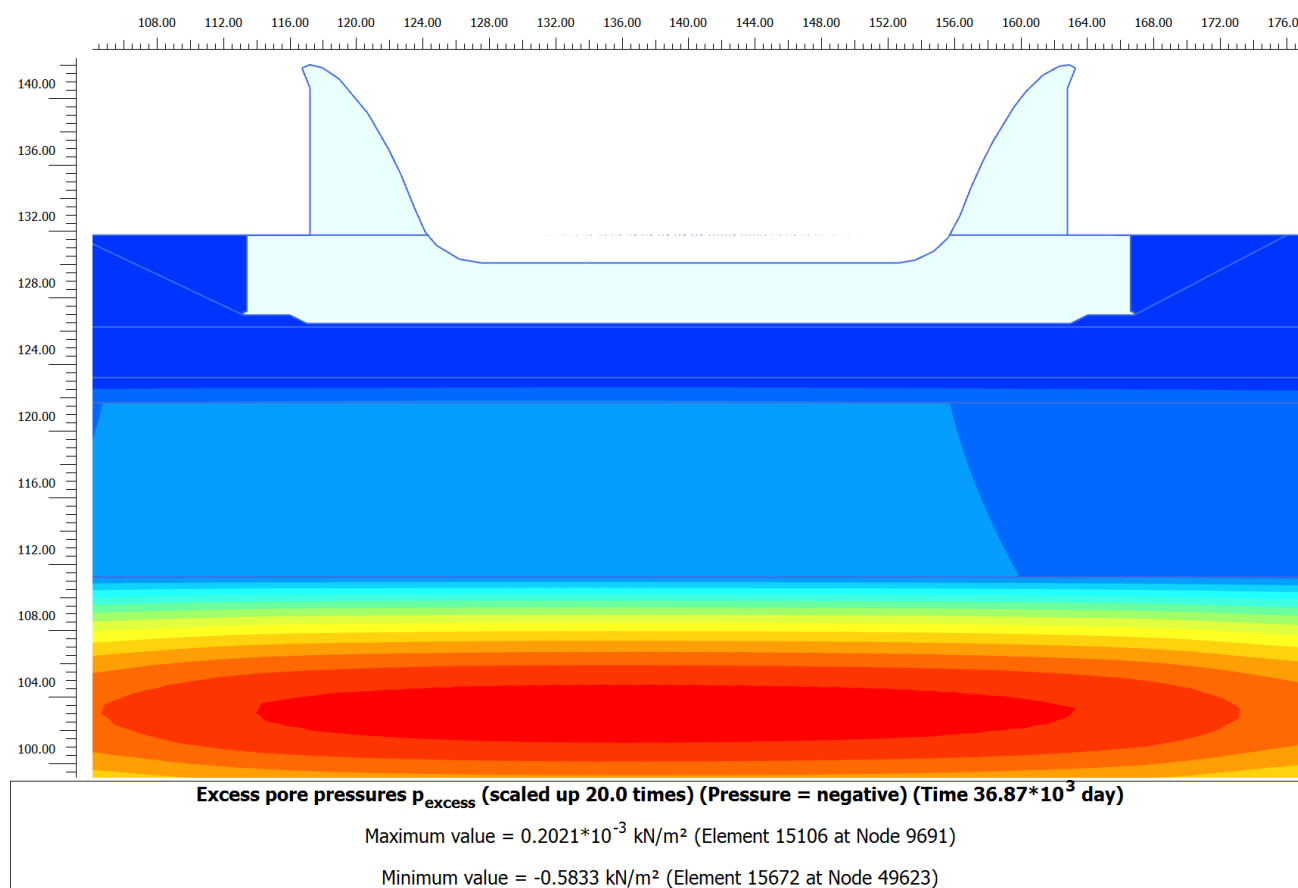


Figura 435 – Sovrapressioni trascurabili a 180 giorni

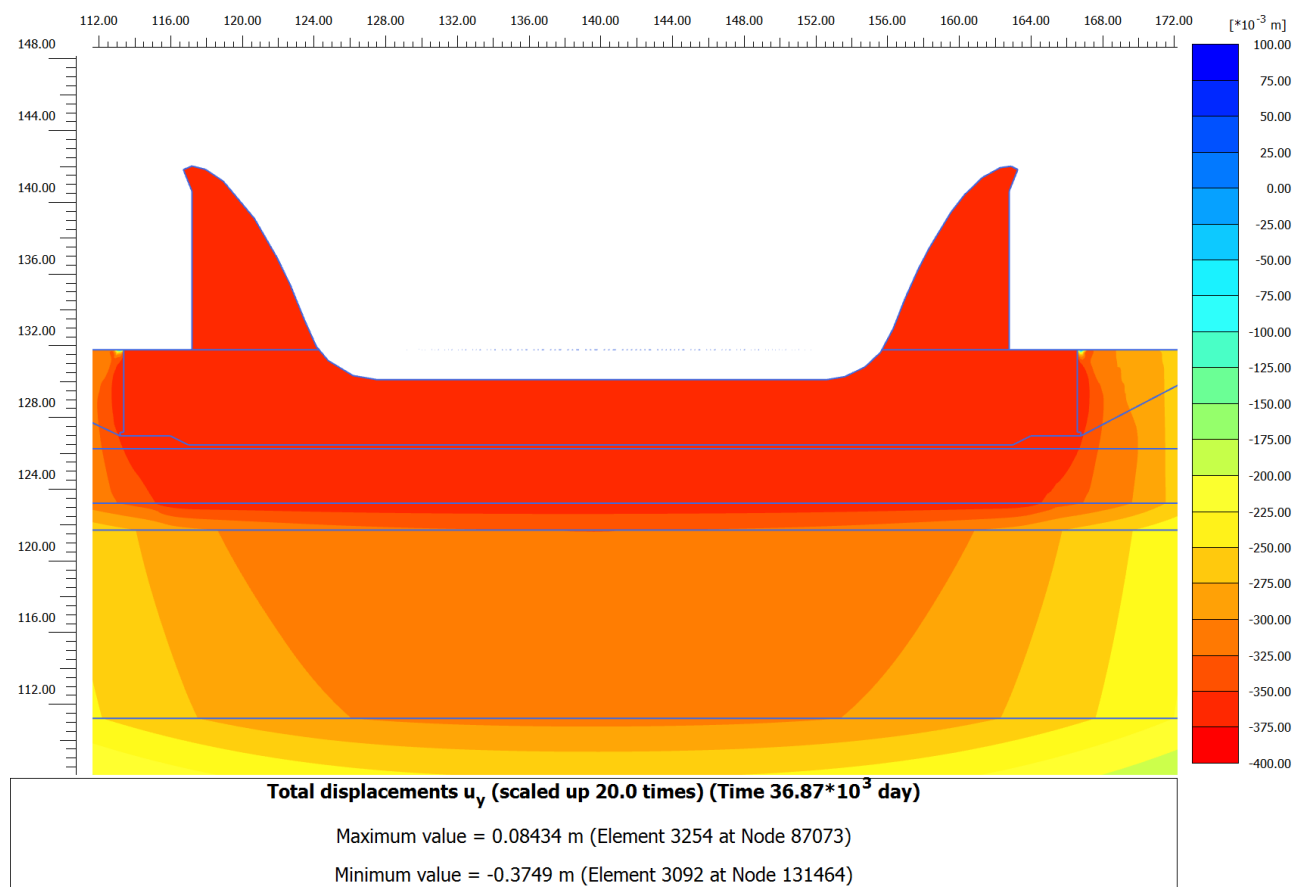


Figura 436 – Cedimenti a 180 giorni

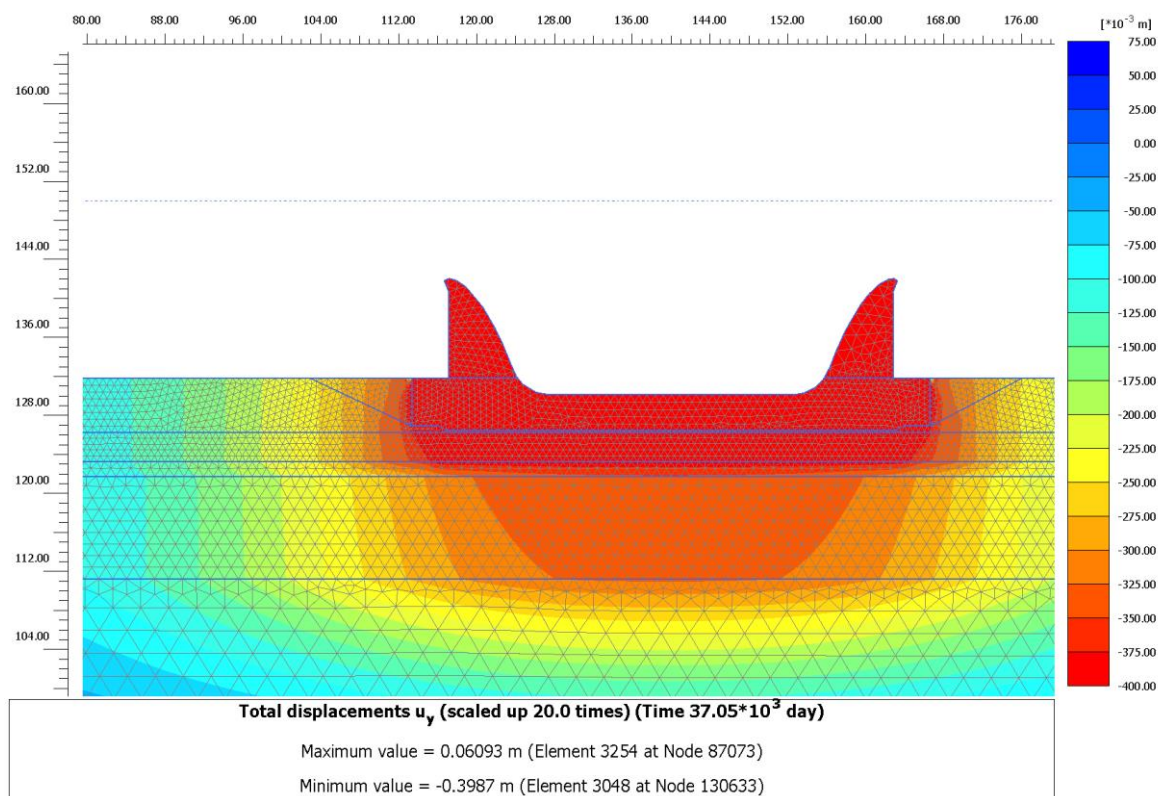


Figura 437 – Cedimenti a 360 giorni

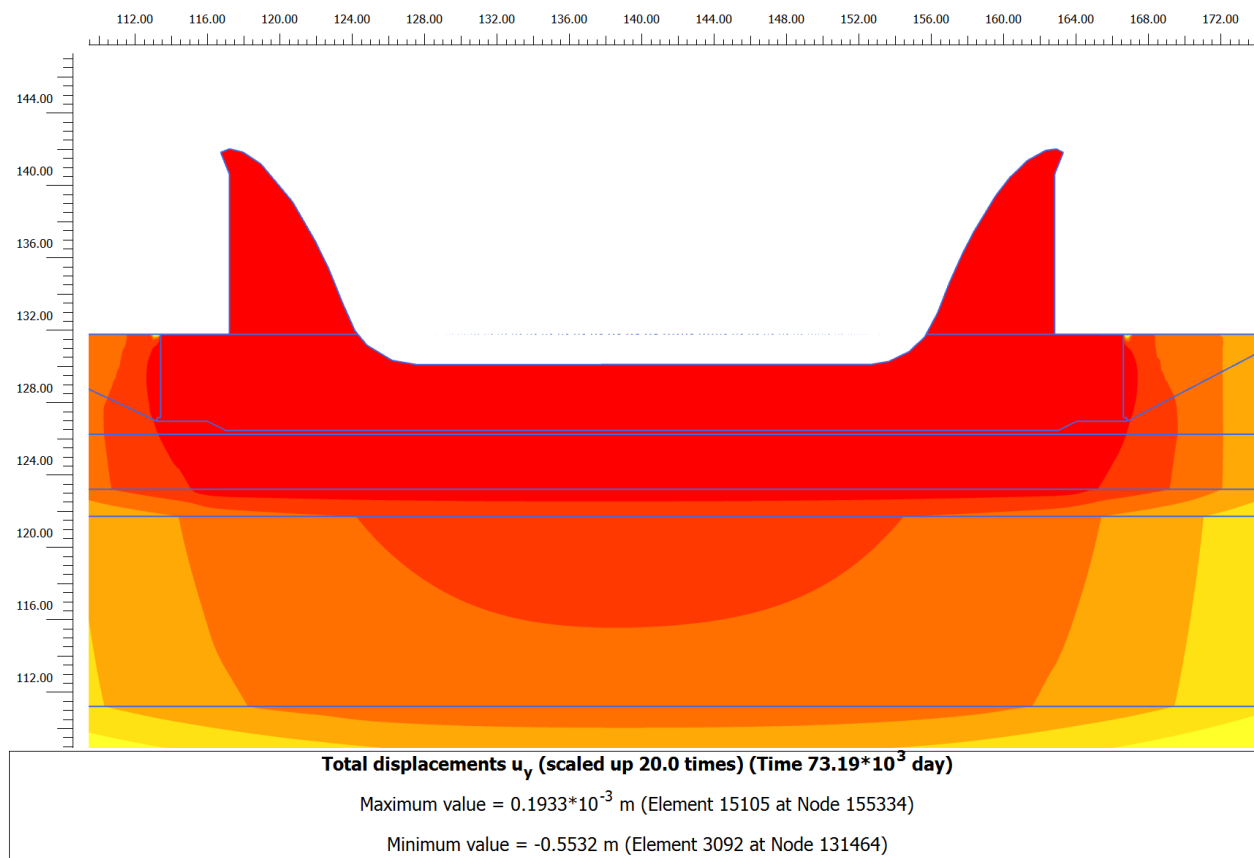


Figura 438 – Cedimenti a lungo termine 100 anni

Come si evince dalle due analisi precedenti non si generano cedimenti differenziali consistenti tra le due sezioni di calcolo e quindi non si ritiene necessaria la presenza di interventi di consolidamento dei piani di imposta di fondazione di tale manufatto.

11.2.3. Verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite

Nel presente capitolo si verifica la capacità portante della fondazione del manufatto C tramite analisi di stabilità eseguita con software PLAXIS 2D (metodologia $c'-\phi'$ reduction), adottando parametri dei materiali con coefficienti riduttivi M2. Il modello costitutivo elasto-plastico utilizzato in questo caso per il materiale argilloso UG2B è implementato con modello di rottura alla Mohr-Coulomb, è stato quindi assegnato un modulo elastico di 80 MPa.

11.2.3.1. Sezione 1C

Per quanto riguarda la sezione di studio 1C del manufatto in esame si ottiene un F.S. pari a 1.69.

Si mostrano nella figura seguente le superfici di scorrimento afferenti al fattore di sicurezza minimo calcolato.

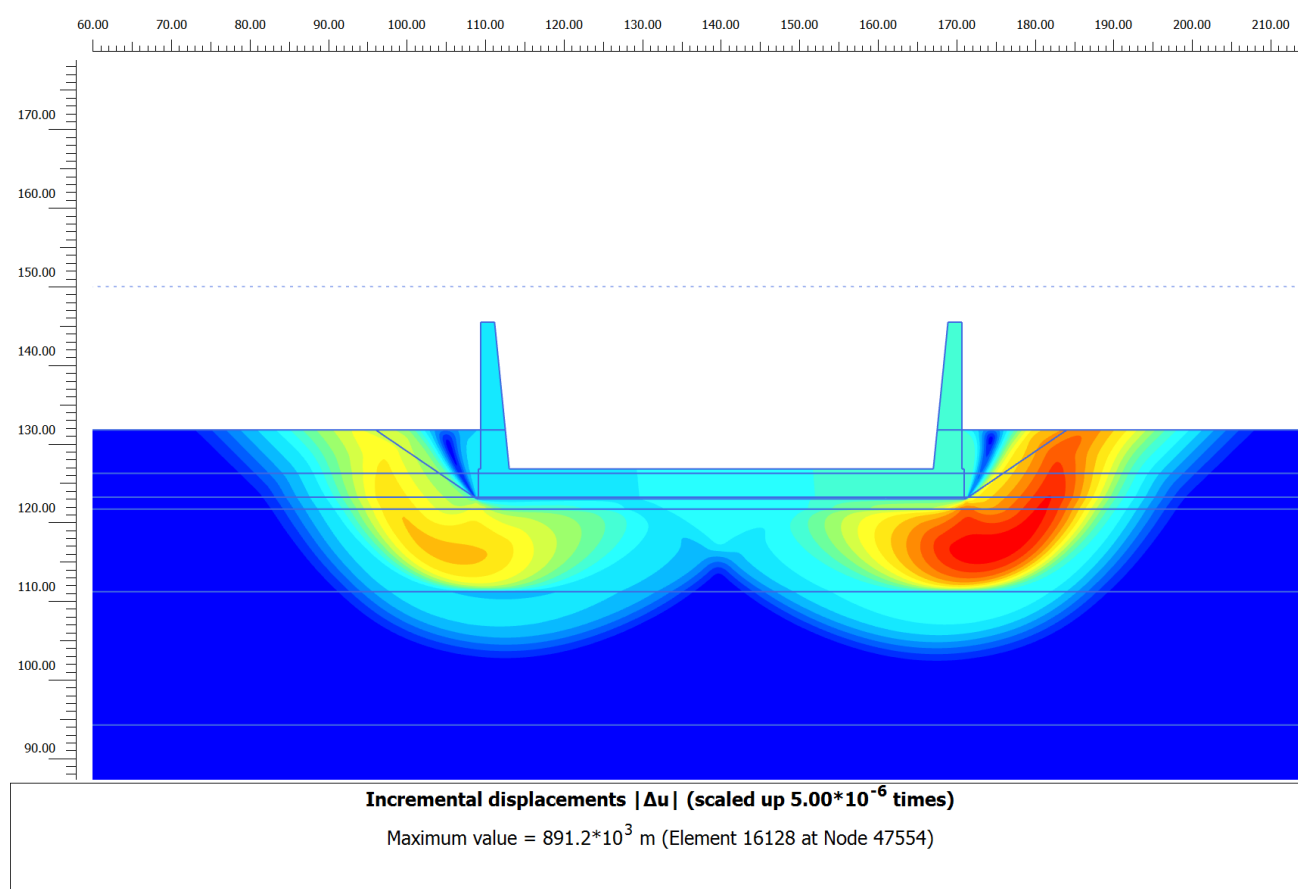


Figura 439 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 1C

Essendo il fattore di sicurezza maggiore di 1.1 la verifica risulta soddisfatta.

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità della fondazione in condizioni sismiche, a favore di sicurezza si adottano i parametri riduttivi dei materiali M2 ed il metodo pseudostatico nell'intero modello PLAXIS 2D ($k_h=0.36$ e $k_v=0.18$). Si esaminano tutte e quattro le casistiche di applicazione dell'accelerazione sismica:

SISMA VERSO DX – ALTO

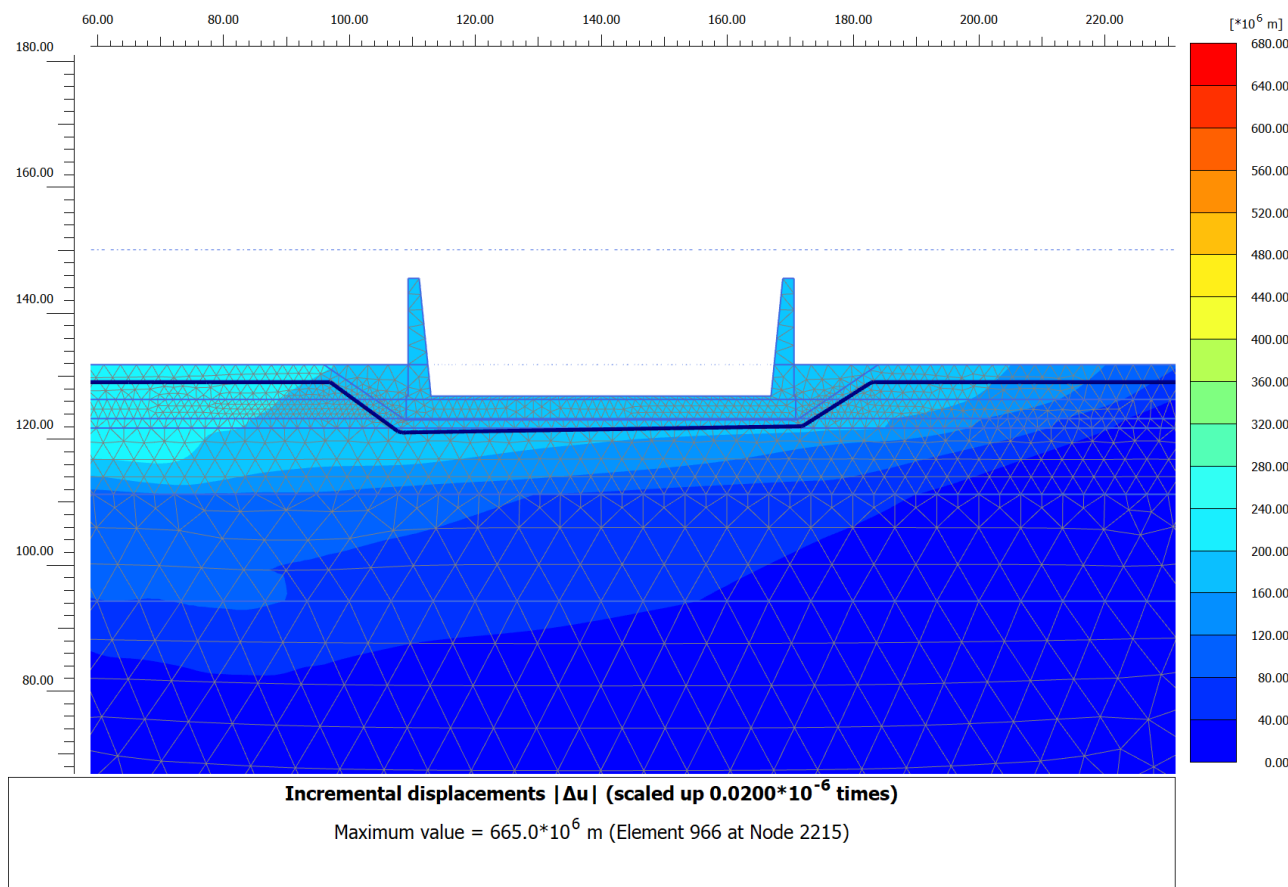


Figura 440 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 1C – condizione di sisma verso destra e verso l'alto

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.13.

SISMA VERSO DX – BASSO

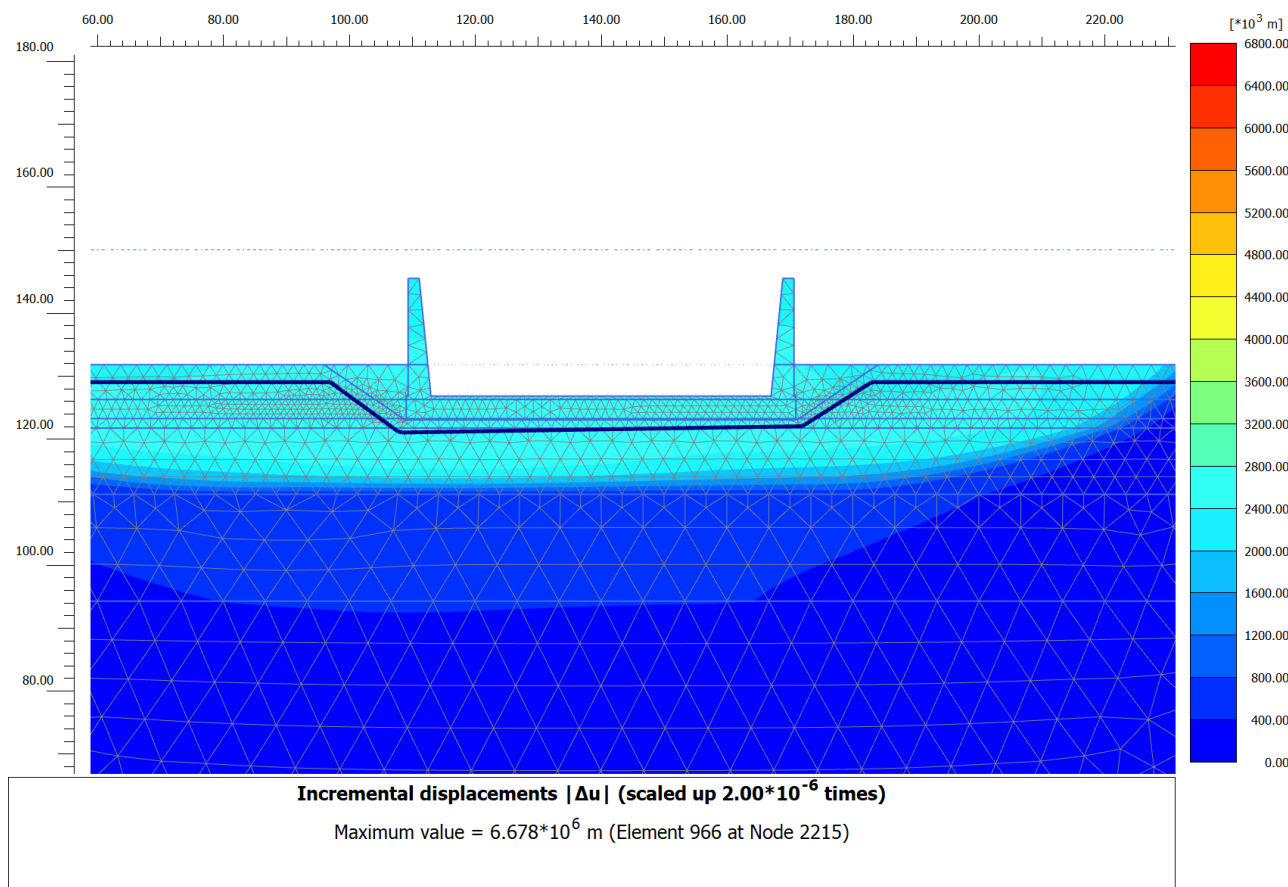


Figura 441 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 1C – condizione di sisma verso destra e verso il basso

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.46.

SISMA VERSO SX – ALTO

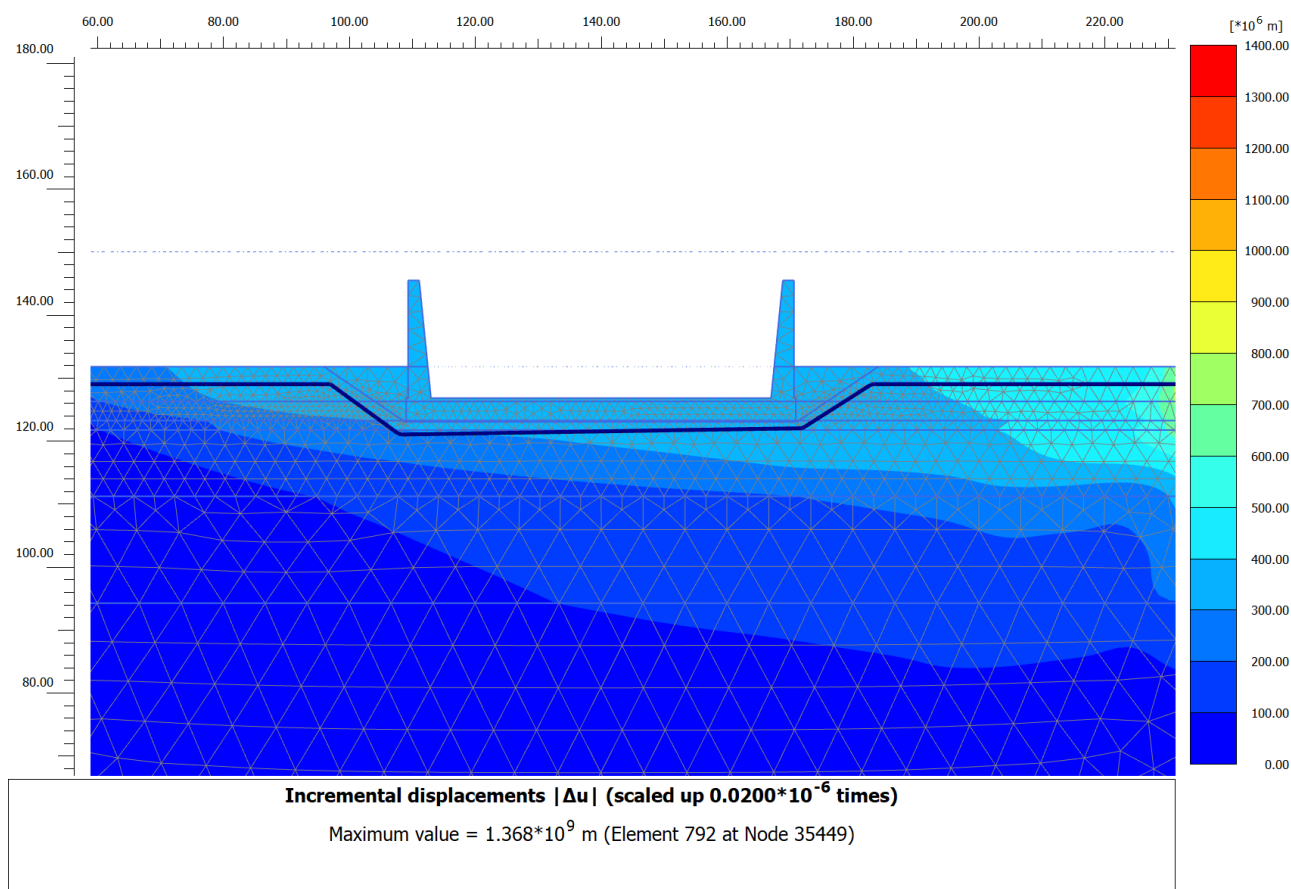


Figura 442 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 1C – condizione di sisma verso sinistra e verso l'alto

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.14.

SISMA VERSO SX – BASSO

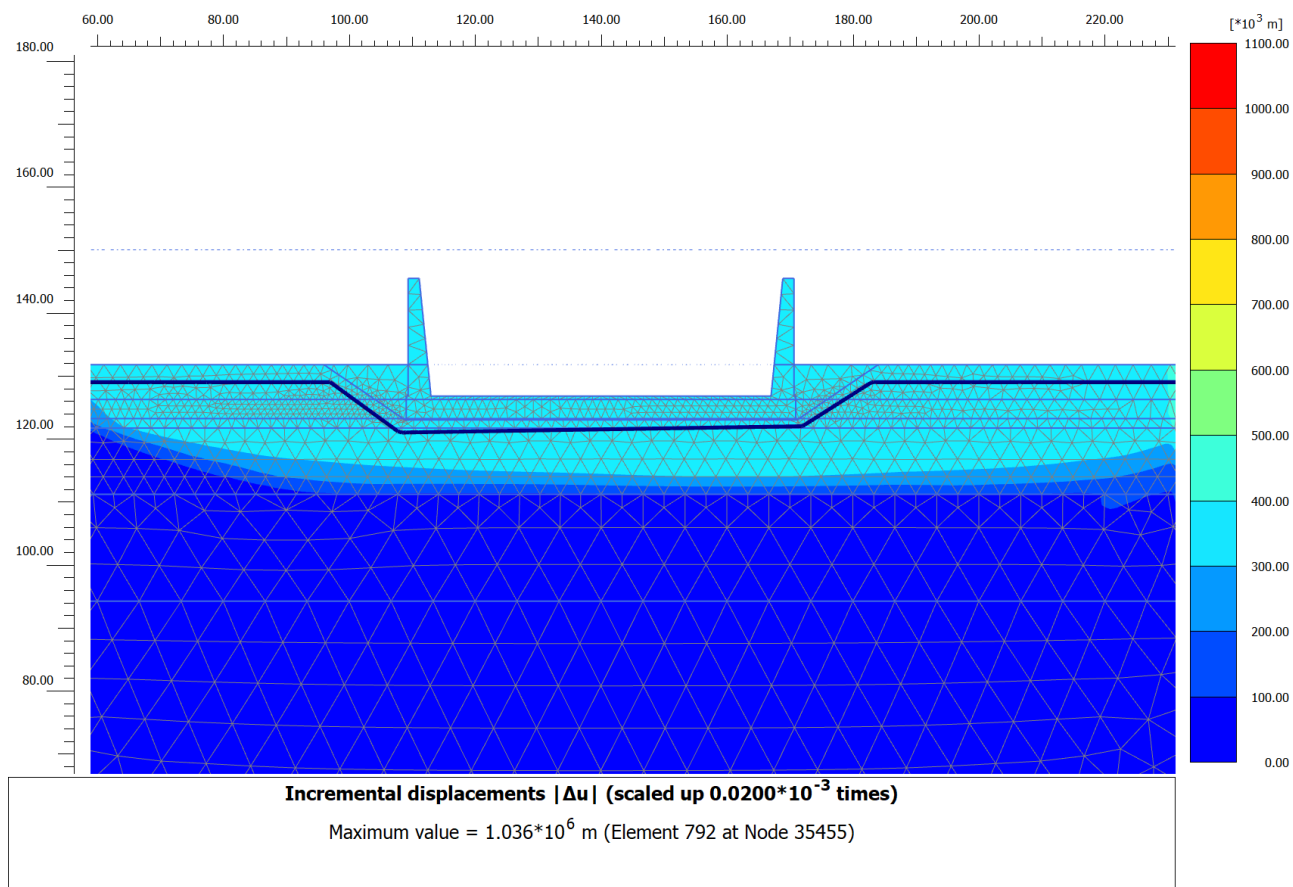


Figura 443 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 1C – condizione di sisma verso sinistra e verso il basso

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.49.

11.2.3.2. Sezione 2C

Per quanto riguarda la sezione di studio 2C del manufatto in esame si ottiene un F.S. pari a 16.47.

Si mostrano nella figura seguente le superfici di scorrimento afferenti al fattore di sicurezza minimo calcolato.

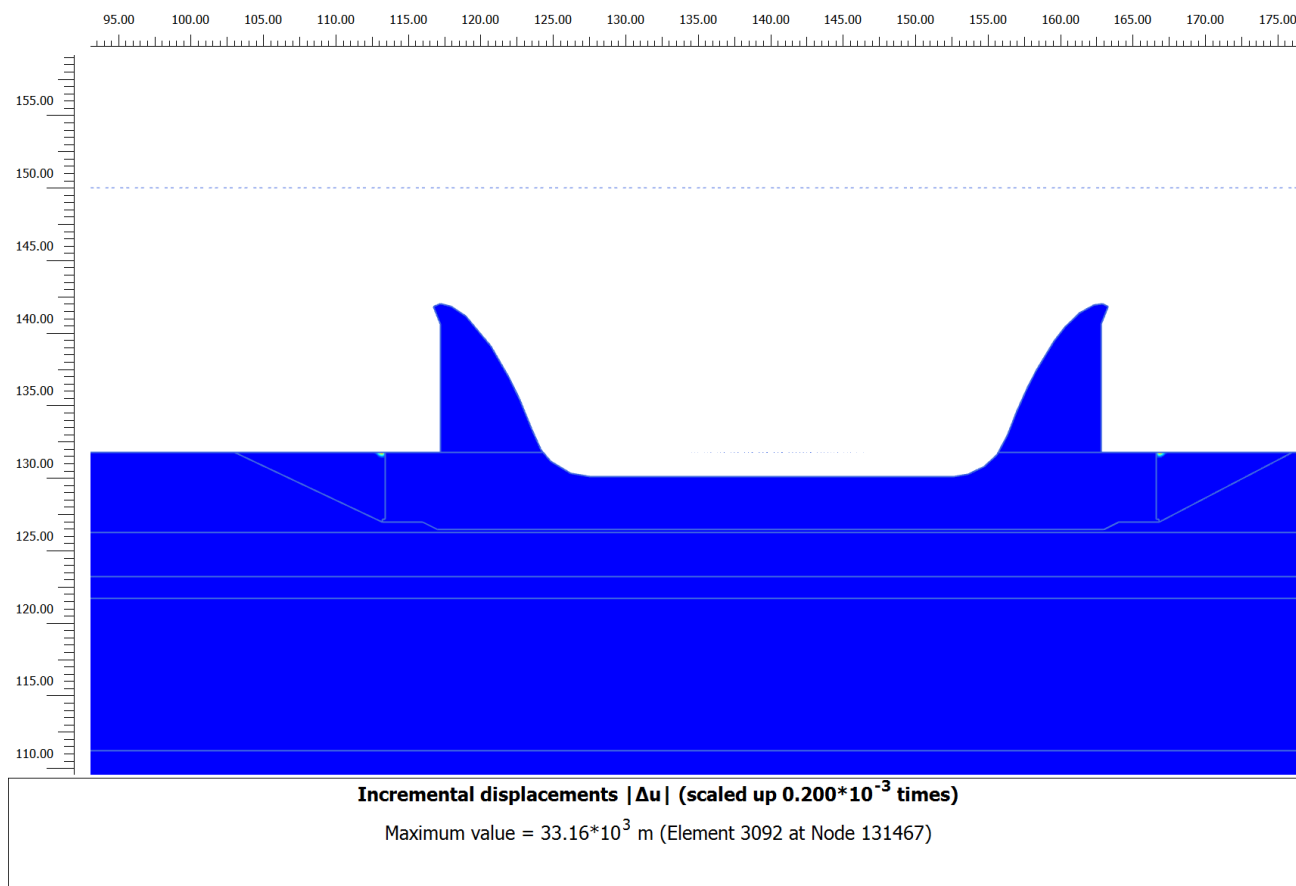


Figura 444 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 2C

Essendo il fattore di sicurezza maggiore di 1.1 la verifica risulta soddisfatta.

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità della fondazione in condizioni sismiche, a favore di sicurezza si adottano i parametri riduttivi dei materiali M2 ed il metodo pseudostatico nell'intero modello PLAXIS 2D ($k_h=0.112$ e $k_v=0.075$).

Si esaminano tutte e quattro le casistiche di applicazione dell'accelerazione sismica:

SISMA VERSO DX – ALTO

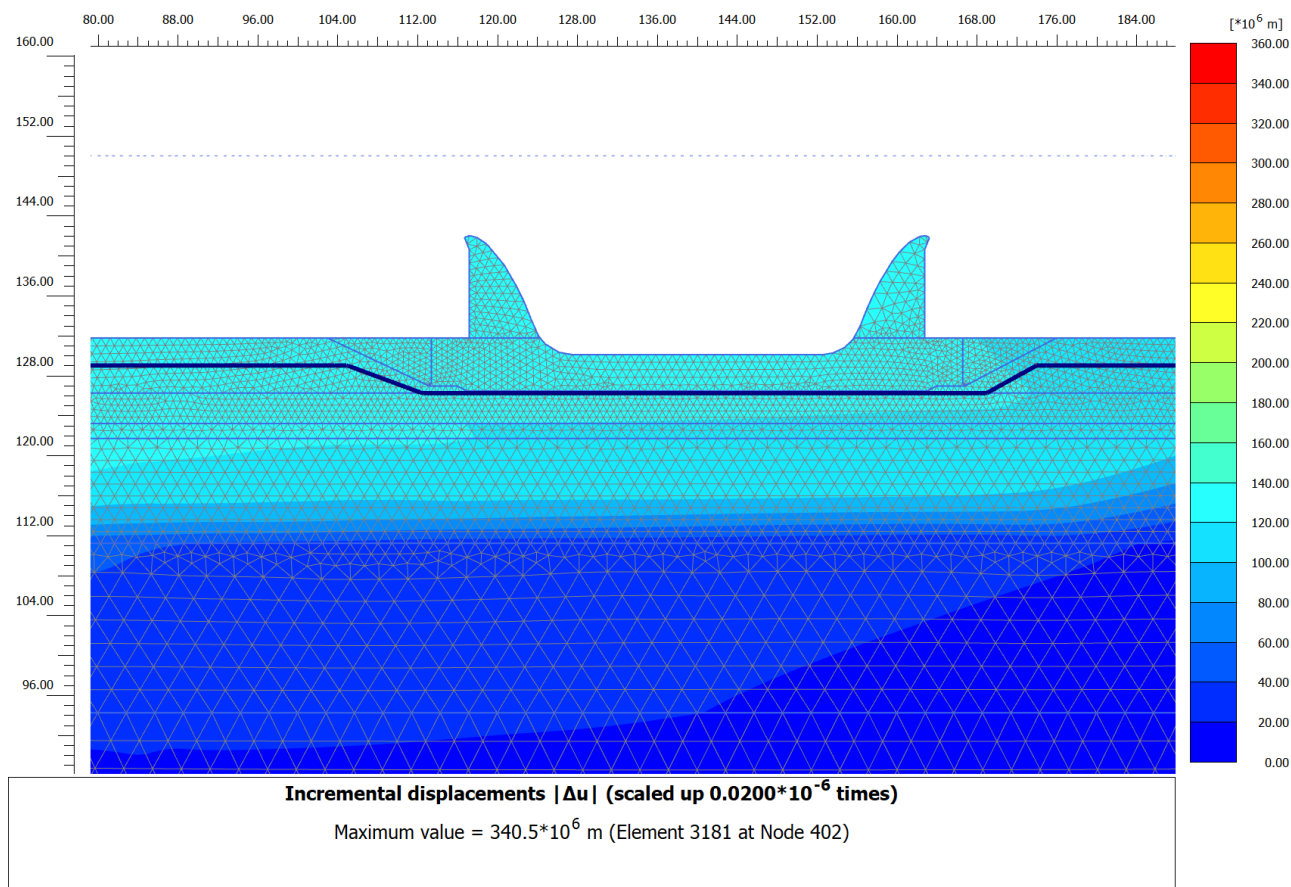


Figura 445 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 2C – condizione di sisma verso destra e verso l'alto

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.11.

SISMA VERSO DX – BASSO

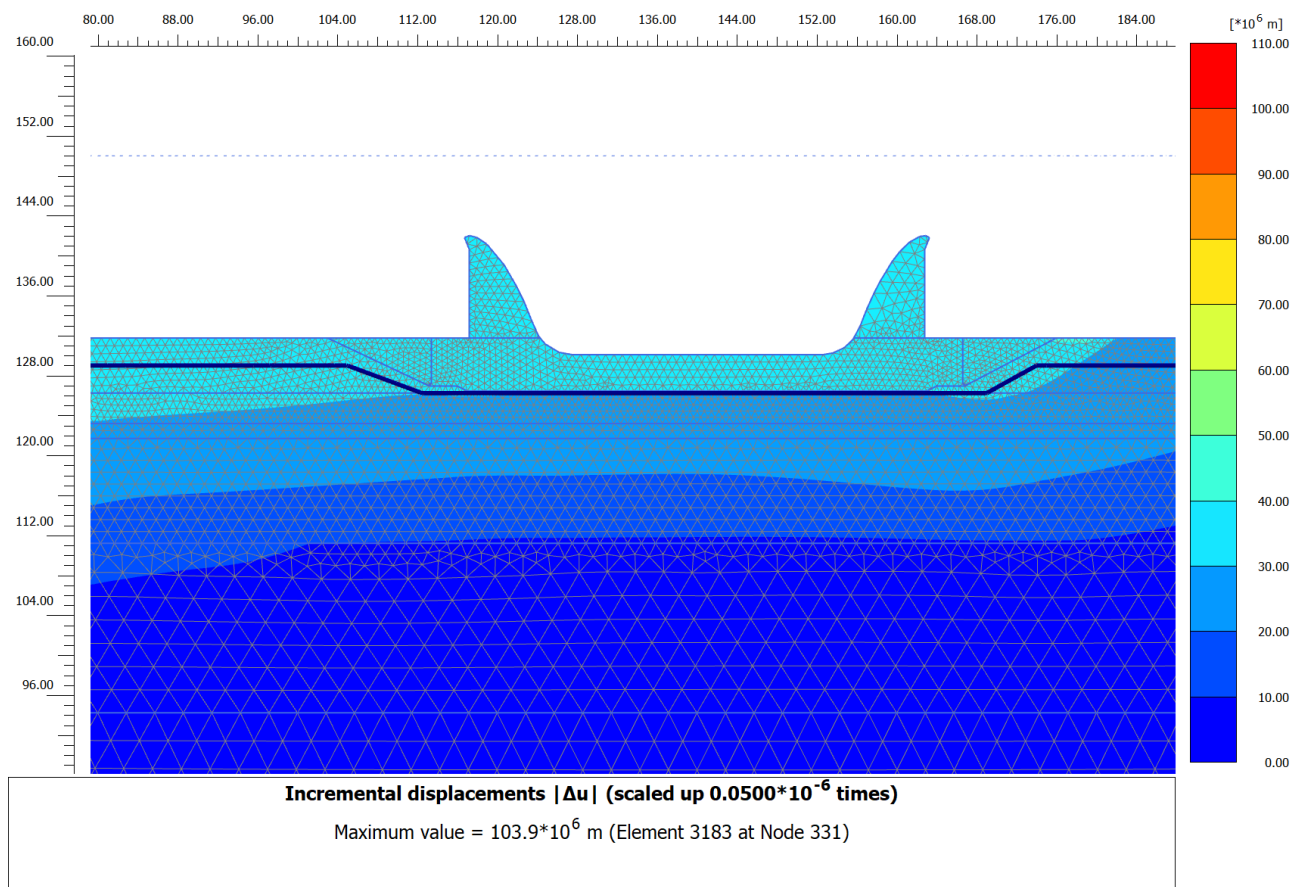


Figura 446 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 2C – condizione di sisma verso destra e verso il basso

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.51.

SISMA VERSO SX – ALTO

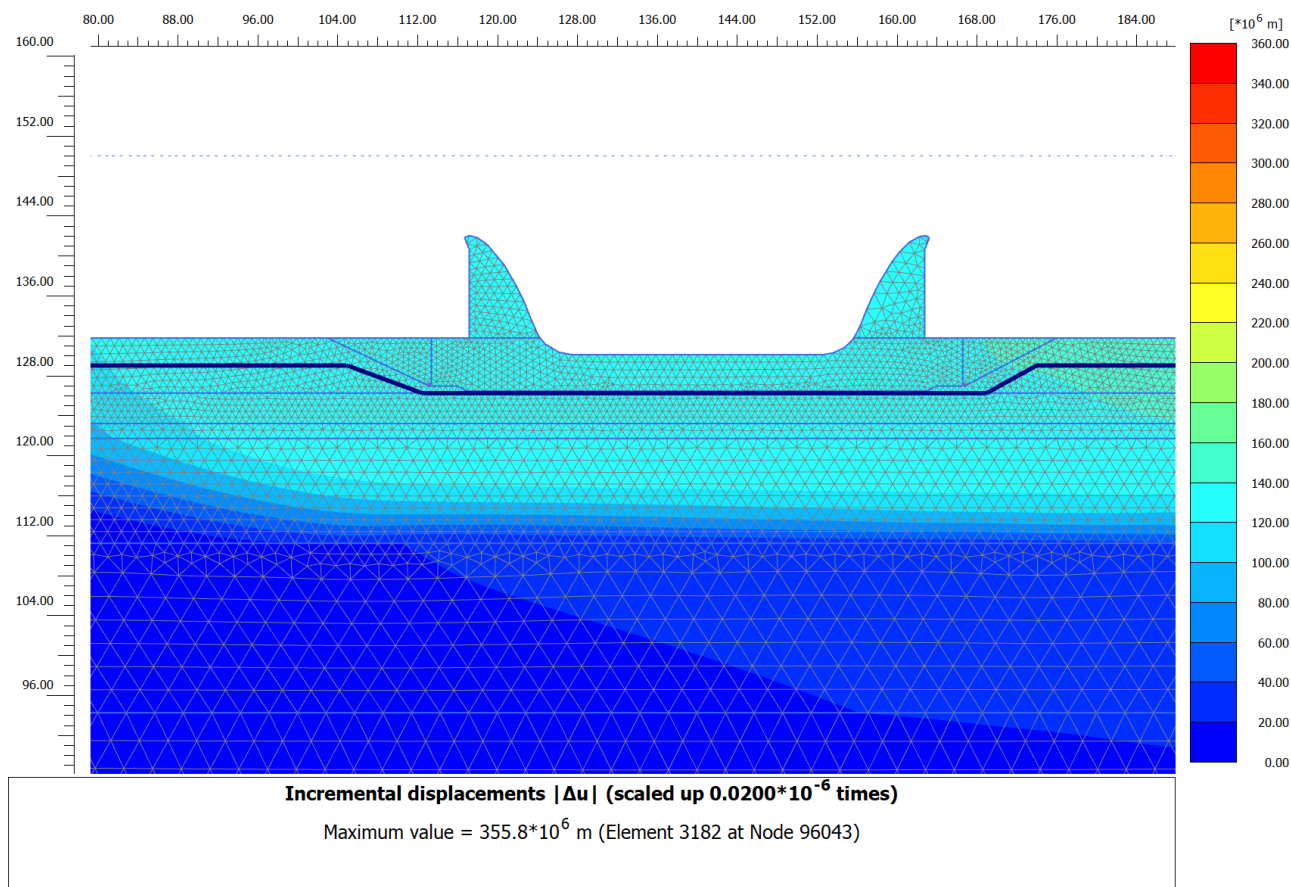


Figura 447 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 2C – condizione di sisma verso sinistra e verso l'alto

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.12.

SISMA VERSO SX – BASSO

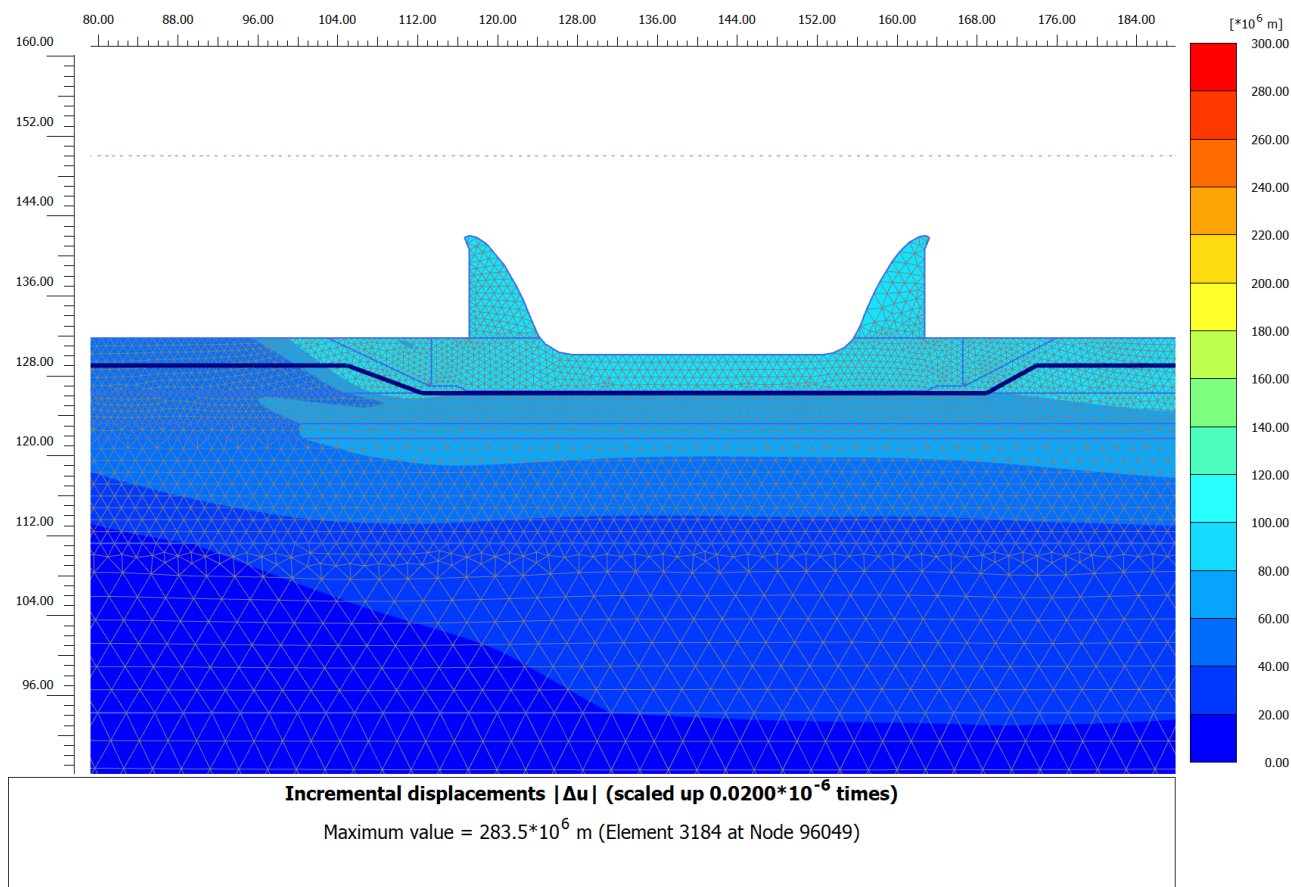


Figura 448 – Stabilità della fondazione del manufatto C – Sezione 2C – condizione di sisma verso sinistra e verso il basso

Il valore del fattore di sicurezza risulta essere pari a F.S.=1.56.

Come si evince dalle due analisi precedenti non si hanno problemi di capacità portante nelle due sezioni di calcolo e quindi non si ritiene necessaria la presenza di interventi di consolidamento dei piani di imposta di fondazione di tale manufatto.

12. CONCLUSIONI

La presente relazione recepisce quanto riportato nelle "Osservazioni Istruttorie sugli elaborati del P.E. aggiornato a Luglio 2020" documento redatto dalla *Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, Cassa di espansione sul torrente Baganza (PR) - n. Arch. 1839*.

Nella presente relazione si sono affrontati gli argomenti inerenti la caratterizzazione geotecnica dei terreni che interessano la realizzazione della cassa di espansione del Torrente Baganza in località Sala Baganza, a sud ovest della città di Parma. Inoltre si è sviluppata la progettazione e si sono riportate le verifiche statiche e sismiche dei rilevati arginali e dei manufatti A, B e C che compongono la cassa di espansione.

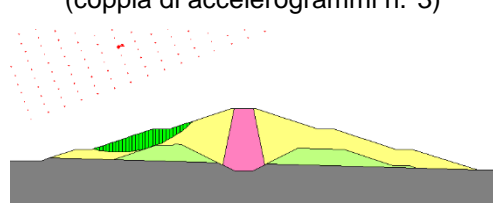
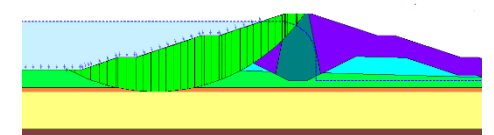
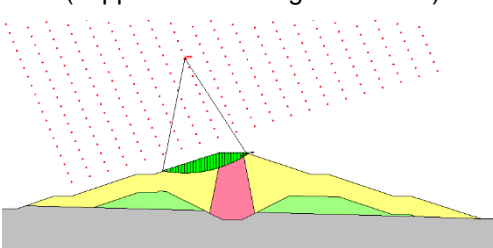
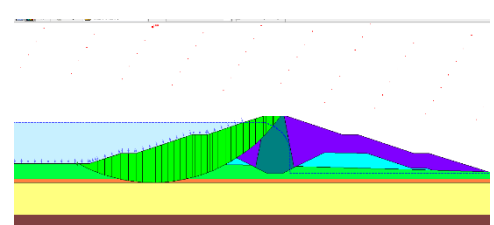
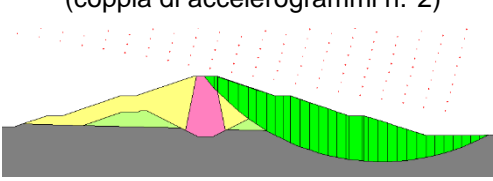
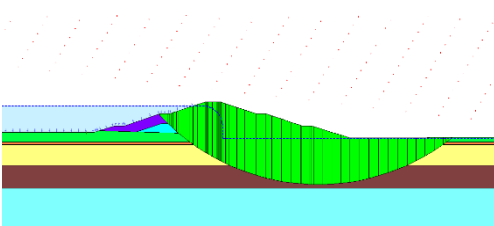
Coerentemente con quanto espresso nel Cap. 10 della Normativa vigente e nel capitolo 5.8 della presente relazione, si è effettuato un "giudizio motivato di accettabilità dei risultati", ovvero si sono sottoposti i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Le strutture illustrate nel presente elaborato sono state analizzate in fase di dimensionamento tramite metodi semplificati, al fine di confermare l'idoneità dei risultati ottenuti dalle elaborazioni numeriche e se ne deduce che i risultati sono confrontabili.

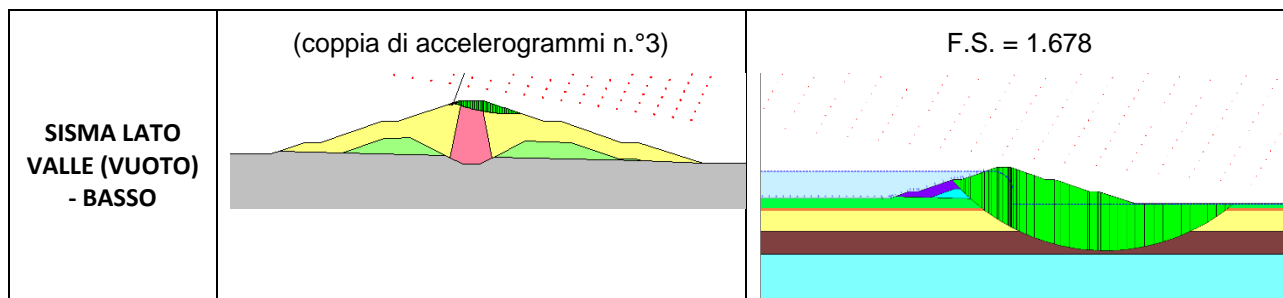
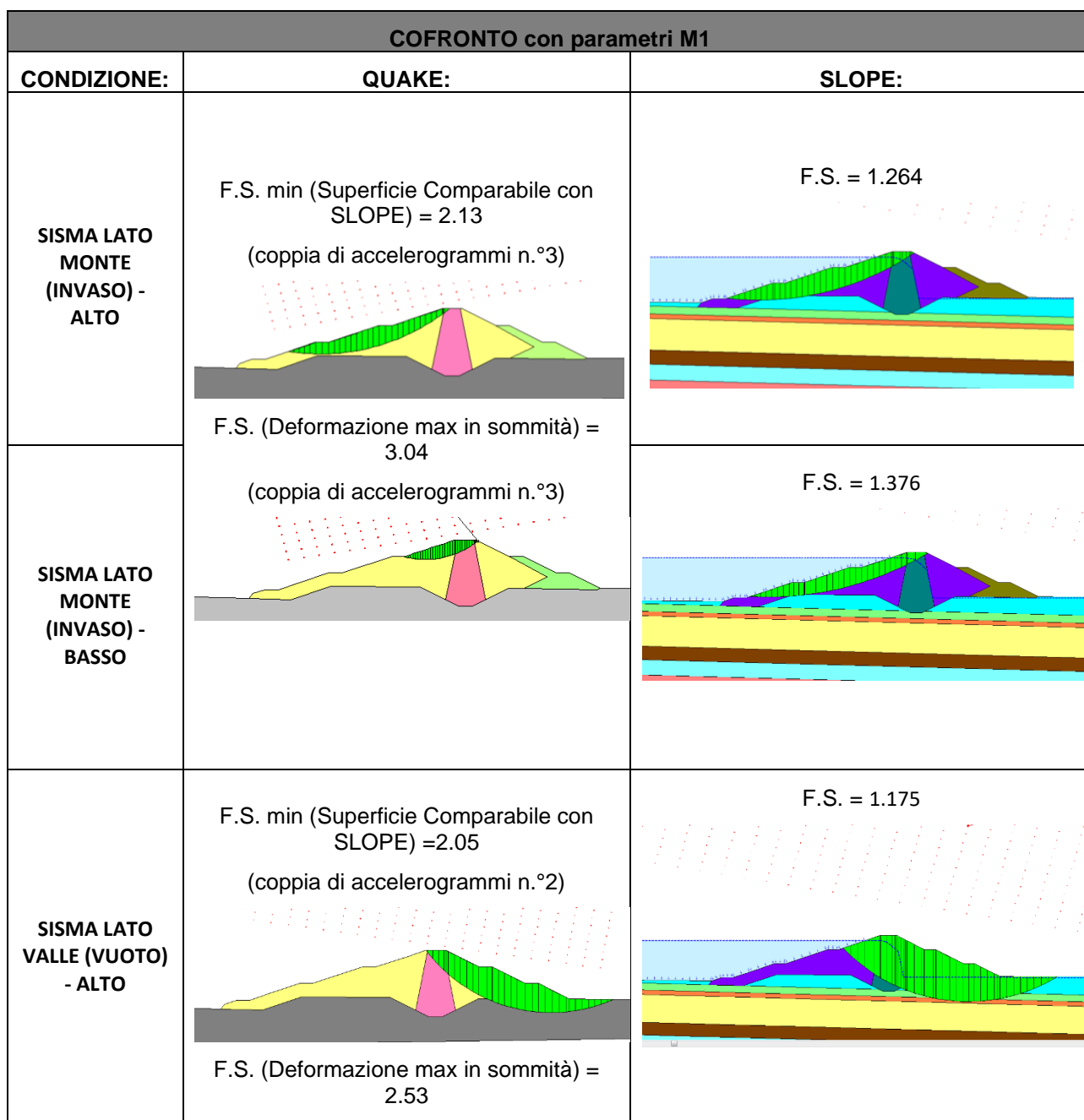
13. ALLEGATI

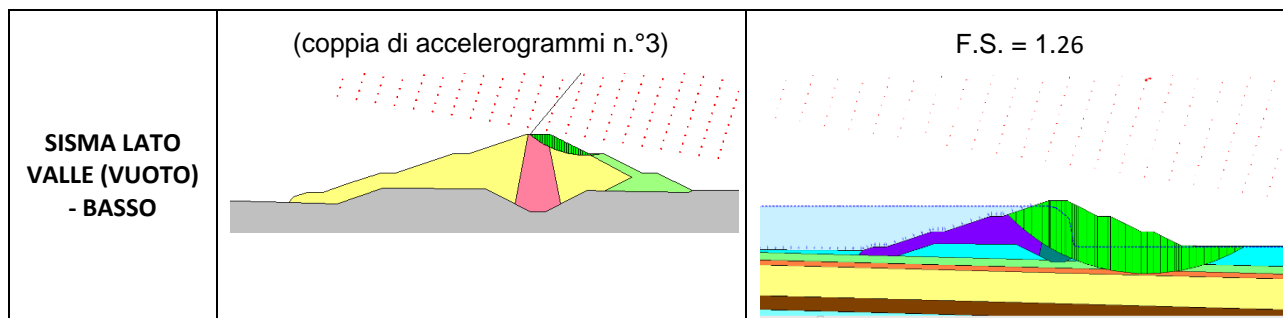
13.1. ALLEGATI: VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MANUFATTI ARGINALI

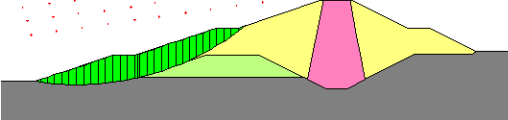
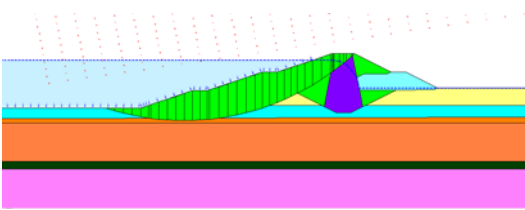
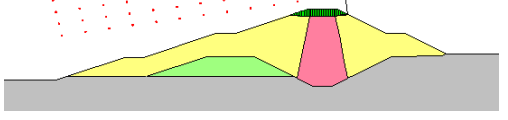
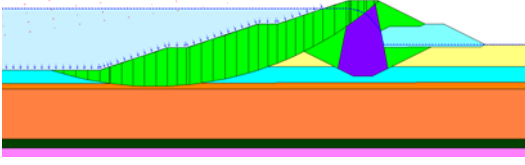
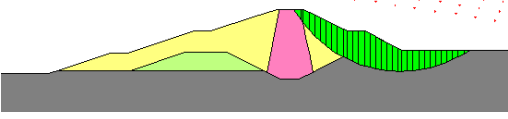
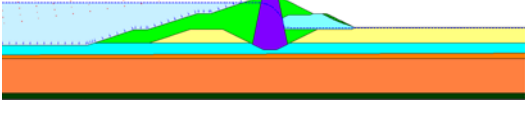
13.1.1. Tabelle di confronto tra calcolo QUAKE e SLOPE/W pseudostatico

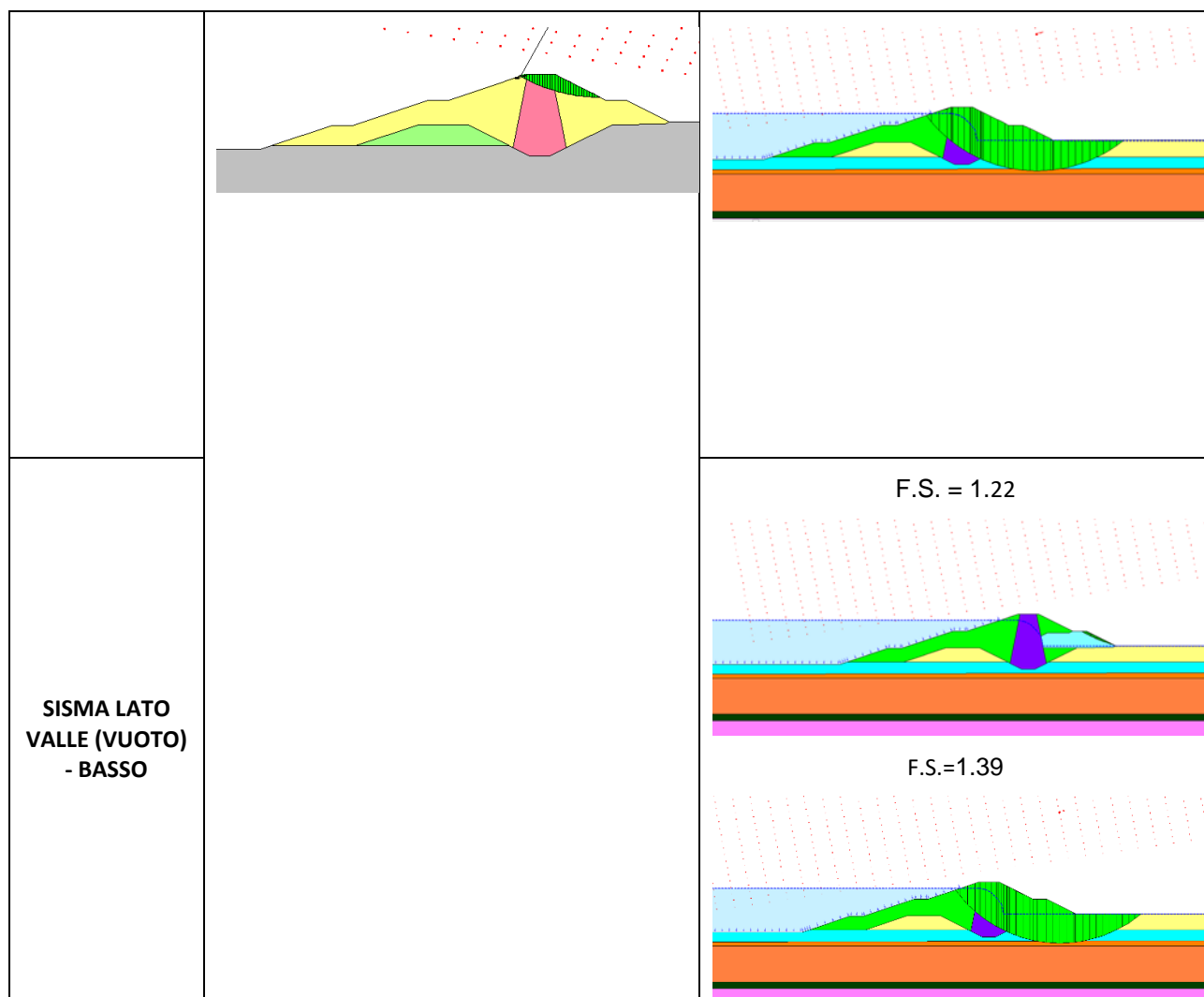
13.1.1.1. Sezione 1

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. min = 1.29 (coppia di accelerogrammi n.°3)</p> 	<p>F.S. = 1.569</p> 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.29 (coppia di accelerogrammi n.°5)</p> 	<p>F.S. = 1.718</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.53 (coppia di accelerogrammi n.°2)</p>  <p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 3.56</p>	<p>F.S. = 1.485</p> 

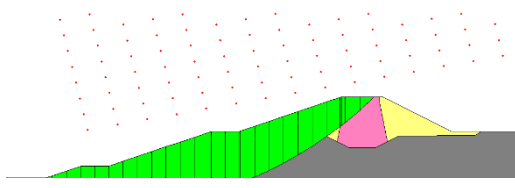
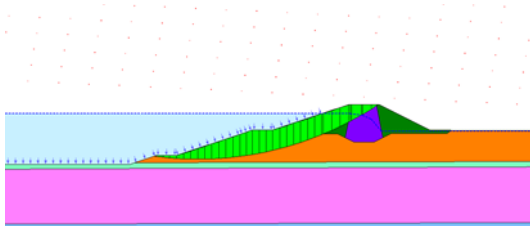

 11.1.1.1. Sezione 2


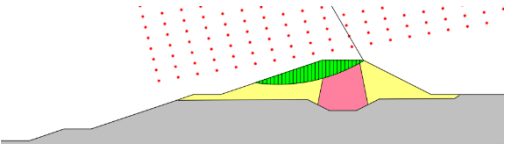
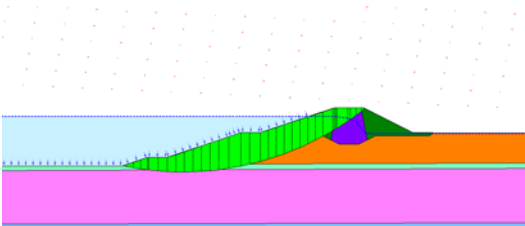
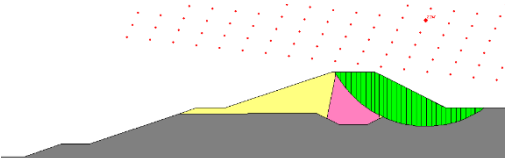
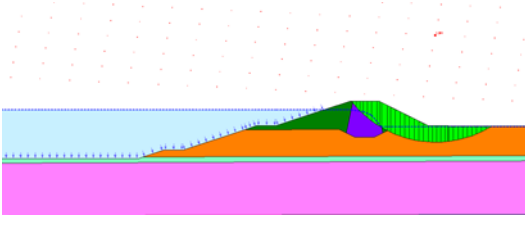
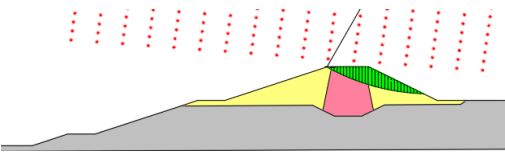
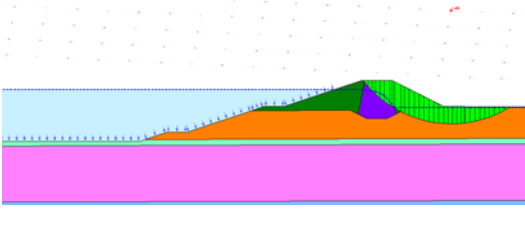

 11.1.1.2. Sezione 3

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S. min = 2.56 (coppia di accelerogrammi n.°4) 	F.S. = 1.17 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	F.S. (Deformazione max in sommità) = 4.29 (coppia di accelerogrammi n.°1) 	F.S. = 1.28 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	F.S. min = 1.86 (coppia di accelerogrammi n.°3)  F.S. (Deformazione max in sommità) = 3.00 (coppia di accelerogrammi n.°3)	F.S. = 1.20  F.S. = 1.27



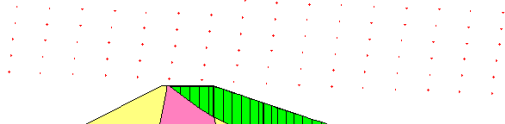
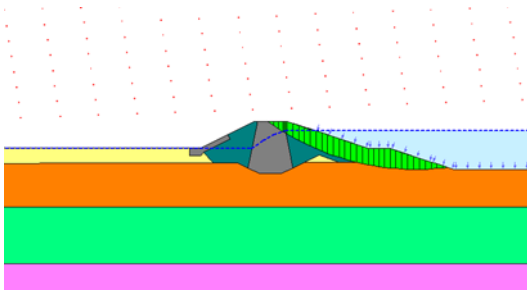
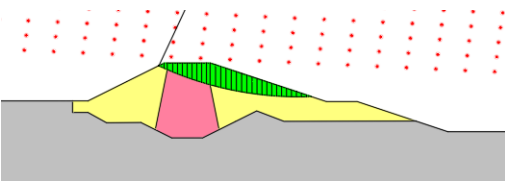
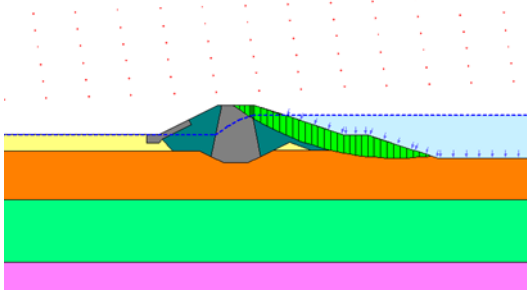
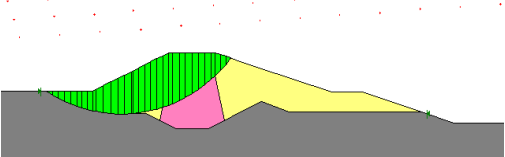
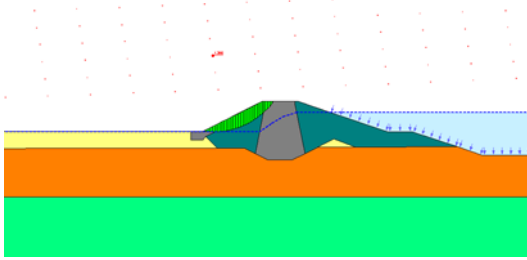
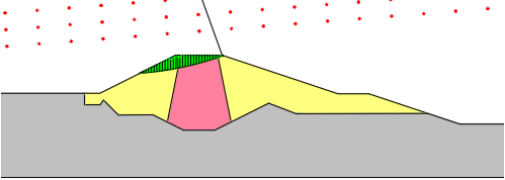
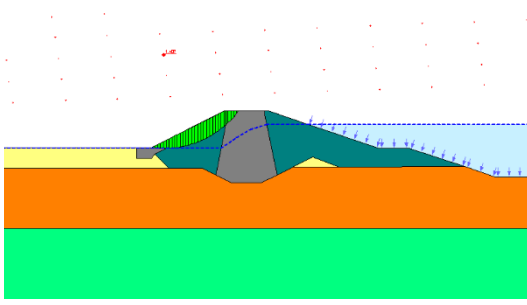
11.1.1.3. Sezione 4

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.07 (coppia di accelerogrammi n.°4)</p>  <p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.48</p>	<p>F.S. = 1.19</p> 

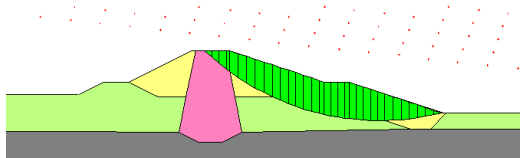
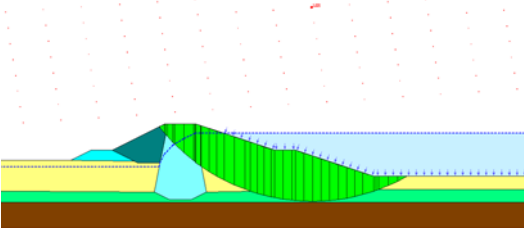
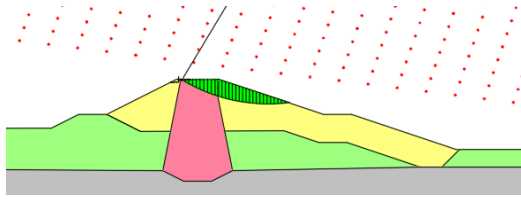
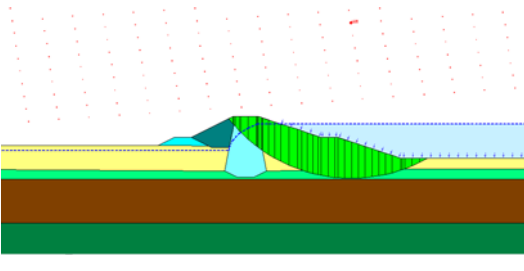
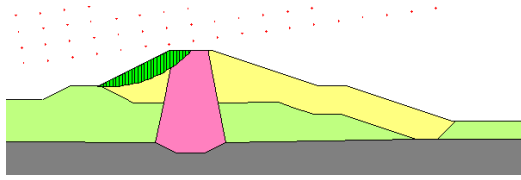
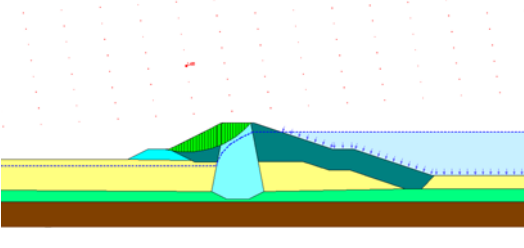
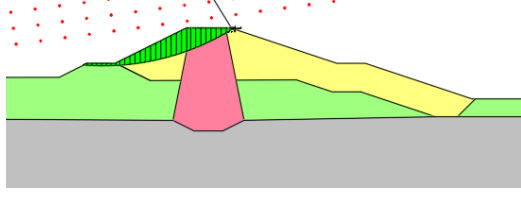
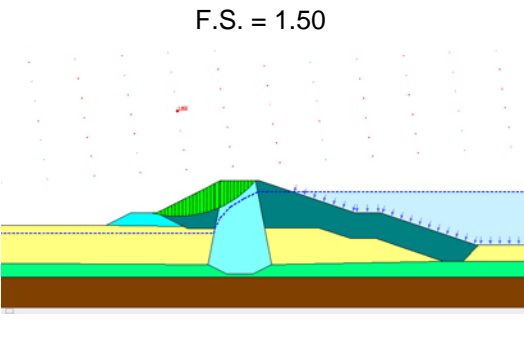
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>(coppia di accelerogrammi n.°3)</p> 	<p>F.S. = 1.31</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.25</p> <p>(coppia di accelerogrammi n.°1)</p> 	<p>F.S. = 1.36</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.99</p> <p>(coppia di accelerogrammi n.°2)</p> 	<p>F.S. = 1.45</p> 

 11.1.1.4. Sezione 5

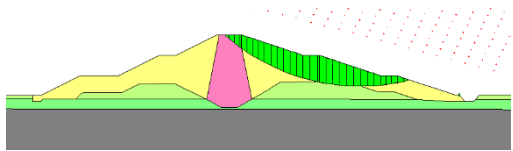
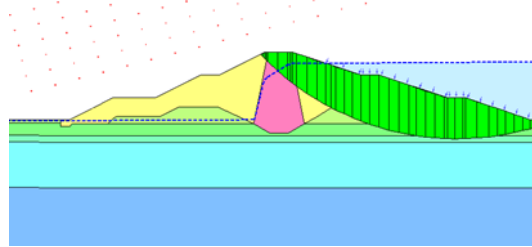
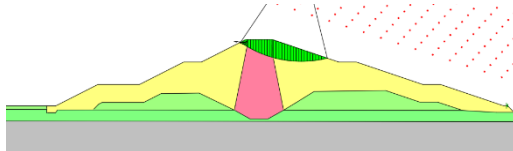
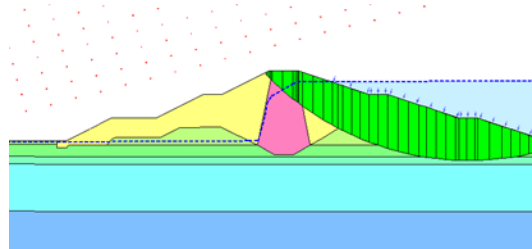
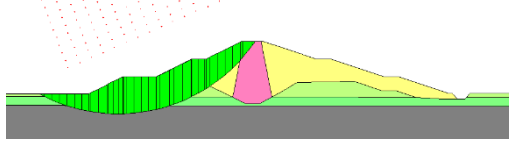
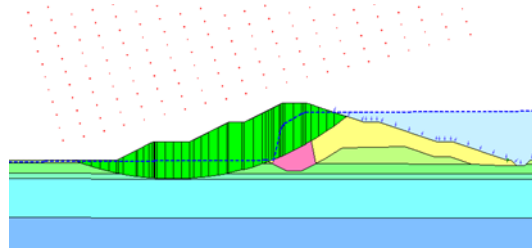
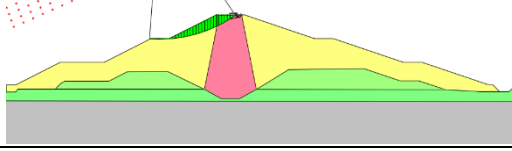
COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:

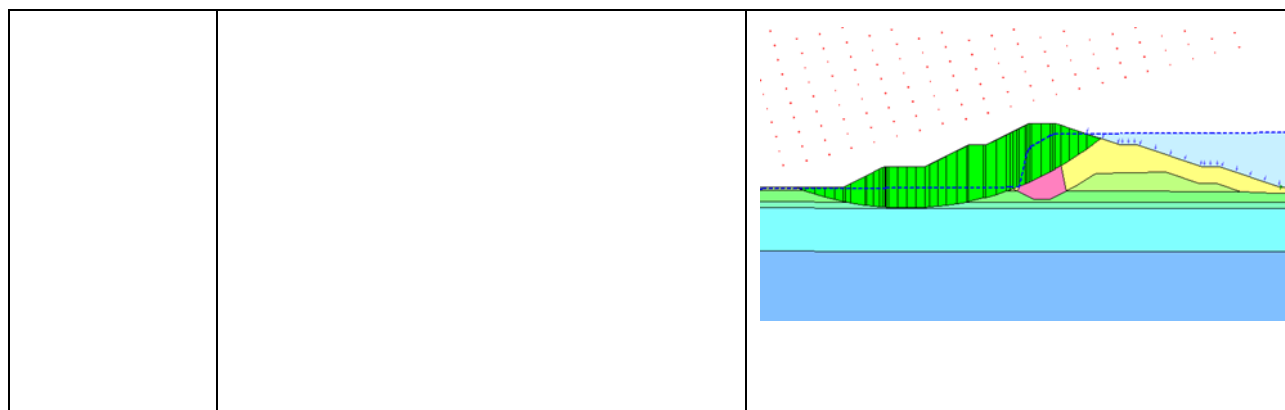
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.60 (coppia di accelerogrammi n.°2)</p> 	<p>F.S. = 1.36</p> 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.91 (coppia di accelerogrammi n.°2)</p> 	<p>F.S. = 1.46</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.07 (coppia di accelerogrammi n.°5)</p> 	<p>F.S. = 1.39</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.94 (coppia di accelerogrammi n.°3)</p> 	<p>F.S. = 1.40</p> 

11.1.1.5. Sezione 6

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.51 (coppia di accelerogrammi n.º2)</p> 	<p>F.S. = 1.23</p> 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.42 (coppia di accelerogrammi n.º3)</p> 	<p>F.S. = 1.33</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	<p>F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 1.51 (coppia di accelerogrammi n.º2)</p> 	<p>F.S. = 1.48</p> 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	<p>F.S. (Deformazione max in sommità) = 1.70 (coppia di accelerogrammi n.º2)</p> 	<p>F.S. = 1.50</p> 

11.1.1.6. Sezione 7

COFRONTO con parametri M1		
CONDIZIONE:	QUAKE:	SLOPE:
SISMA LATO MONTE (INVASO) - ALTO	F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 2.72 (coppia di accelerogrammi n.°1) 	F.S. = 1.46 
SISMA LATO MONTE (INVASO) - BASSO	F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.92 (coppia di accelerogrammi n.°4) 	F.S. = 1.61 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - ALTO	F.S. min (Superficie Comparabile con SLOPE) = 1.89 (coppia di accelerogrammi n.°1) 	F.S. = 1.48 
SISMA LATO VALLE (VUOTO) - BASSO	F.S. (Deformazione max in sommità) = 2.16 (coppia di accelerogrammi n.°5) 	F.S. = 1.57



11.1.2. Tabelle per il calcolo della suscettibilità alla degradazione ciclica

11.1.2.1. Terreni a grana grossa

11.1.2.1.1. Sezione 1

11.1.2.1.1.1. Profilo lato invasore

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
5.63	5.00	0.87	-0.03	0.61	-0.04	3.24E-06	5.95
5.12	5.00	0.17	-0.01	0.61	-0.04	2.10E-06	5.95
16.74	5.00	16.35	-0.42	0.61	-0.03	4.21E-05	5.95
17.01	5.00	16.73	-0.42	0.61	-0.03	4.28E-05	5.95
27.47	5.00	31.62	-0.47	0.61	-0.01	8.22E-05	5.95
25.87	5.00	29.34	-0.46	0.61	-0.02	7.86E-05	5.95
26.62	5.00	30.43	-0.45	0.61	-0.01	8.20E-05	5.95
26.14	5.00	29.74	-0.45	0.61	-0.02	8.09E-05	5.95
26.92	5.00	30.86	-0.44	0.61	-0.01	8.43E-05	5.95
27.82	5.00	32.15	-0.44	0.61	-0.01	8.64E-05	5.95
33.53	5.00	40.50	-0.24	0.61	-0.01	1.15E-04	5.95
33.54	5.00	40.53	-0.24	0.61	-0.01	1.15E-04	5.95
43.39	5.00	55.20	0.37	0.61	0.01	1.58E-04	5.95
43.22	5.00	54.94	0.36	0.61	0.01	1.58E-04	5.95
45.79	5.00	58.82	0.56	0.61	0.01	1.69E-04	5.95
46.14	5.00	59.33	0.58	0.61	0.01	1.69E-04	5.95
47.34	5.00	61.19	0.72	0.61	0.01	1.76E-04	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
46.60	5.00	60.08	0.68	0.61	0.01	1.74E-04	5.95
54.34	5.00	72.16	1.71	0.61	0.02	2.15E-04	5.95
54.17	5.00	71.92	1.69	0.61	0.02	2.15E-04	5.95
59.47	5.00	80.33	2.54	0.61	0.03	2.41E-04	5.95
59.29	5.00	80.04	2.52	0.61	0.03	2.41E-04	5.95
61.78	5.00	84.06	2.97	0.61	0.04	2.53E-04	5.95
61.91	5.00	84.26	2.98	0.61	0.04	2.53E-04	5.95
66.13	5.00	91.10	3.80	0.61	0.04	2.73E-04	5.95
66.18	5.00	91.17	3.80	0.61	0.04	2.73E-04	5.95
70.15	5.00	97.60	4.56	0.61	0.05	2.89E-04	5.95
70.15	5.00	97.60	4.56	0.61	0.05	2.89E-04	5.95
73.10	5.00	102.39	5.14	0.61	0.05	2.99E-04	5.95
73.46	5.00	102.96	5.20	0.61	0.05	3.00E-04	5.95
74.36	5.00	104.44	5.38	0.61	0.05	3.03E-04	5.95
74.74	0.00	102.94	7.28	0.66	0.07	3.61E-04	5.95
79.59	0.00	110.35	8.48	0.66	0.08	3.79E-04	5.95
79.48	0.00	110.19	8.45	0.66	0.08	3.79E-04	5.95
79.99	0.00	110.96	8.58	0.66	0.08	3.81E-04	5.95
80.17	0.00	111.48	1.14	0.63	0.01	1.71E-04	5.95
82.03	0.00	114.18	1.28	0.63	0.01	1.74E-04	5.95
82.37	0.00	114.67	1.29	0.63	0.01	1.74E-04	5.95
83.90	0.00	116.89	1.41	0.63	0.01	1.77E-04	5.95
83.87	0.00	116.84	1.41	0.63	0.01	1.77E-04	5.95
85.52	0.00	119.23	1.52	0.63	0.01	1.79E-04	5.95
86.14	0.00	120.11	1.56	0.63	0.01	1.80E-04	5.95
89.24	0.00	124.59	1.76	0.63	0.01	1.84E-04	5.95
89.21	0.00	124.54	1.76	0.63	0.01	1.84E-04	5.95
92.03	0.00	128.62	1.95	0.63	0.02	1.87E-04	5.95
91.91	0.00	128.44	1.94	0.63	0.02	1.87E-04	5.95
93.48	0.00	130.71	2.05	0.63	0.02	1.89E-04	5.95
93.86	0.00	131.26	2.07	0.63	0.02	1.89E-04	5.95
94.95	0.00	132.83	2.14	0.63	0.02	1.91E-04	5.95
95.20	0.00	133.19	2.16	0.63	0.02	1.91E-04	5.95
95.57	0.00	133.73	2.19	0.63	0.02	1.91E-04	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
102.70	0.00	144.11	2.76	0.63	0.02	2.01E-04	5.95
105.19	0.00	147.71	2.93	0.63	0.02	2.03E-04	5.95
105.25	0.00	147.81	2.94	0.63	0.02	2.03E-04	5.95
110.93	0.00	156.02	3.34	0.63	0.02	2.08E-04	5.95
111.16	0.00	156.35	3.35	0.63	0.02	2.08E-04	5.95
115.10	0.00	162.03	3.62	0.63	0.02	2.11E-04	5.95
115.02	0.00	161.92	3.61	0.63	0.02	2.11E-04	5.95
118.46	0.00	166.87	3.83	0.63	0.02	2.13E-04	5.95
118.52	0.00	166.96	3.83	0.63	0.02	2.13E-04	5.95
123.24	0.00	173.68	4.06	0.63	0.02	2.14E-04	5.95
122.74	0.00	172.96	4.02	0.63	0.02	2.14E-04	5.95
124.36	0.00	175.28	4.12	0.63	0.02	2.15E-04	5.95
124.93	0.00	176.12	4.17	0.63	0.02	2.15E-04	5.95
128.50	0.00	181.25	4.39	0.63	0.02	2.17E-04	5.95
128.71	0.00	181.57	4.41	0.63	0.02	2.17E-04	5.95
137.87	0.00	194.75	4.98	0.63	0.03	2.22E-04	5.95
137.68	0.00	194.47	4.97	0.63	0.03	2.22E-04	5.95
143.04	0.00	202.17	5.29	0.63	0.03	2.24E-04	5.95
142.26	0.00	201.02	5.22	0.63	0.03	2.23E-04	5.95
149.19	0.00	210.95	5.60	0.63	0.03	2.25E-04	5.95
150.01	0.00	212.15	5.68	0.63	0.03	2.25E-04	5.95
155.13	0.00	220.15	6.63	0.63	0.03	2.36E-04	5.95
154.81	0.00	219.68	6.60	0.63	0.03	2.36E-04	5.95
157.65	0.00	223.92	6.92	0.63	0.03	2.39E-04	5.95
155.83	0.00	221.22	6.74	0.63	0.03	2.37E-04	5.95
156.05	0.00	221.59	6.79	0.63	0.03	2.38E-04	5.95
156.08	0.00	221.62	6.80	0.63	0.03	2.38E-04	5.95
155.14	0.00	220.39	6.86	0.63	0.03	2.40E-04	5.95
260.81	0.00	361.95	2.98	0.63	0.01	1.64E-04	5.95
291.06	0.00	405.03	4.42	0.63	0.01	1.73E-04	5.95
321.97	0.00	448.75	5.59	0.63	0.01	1.78E-04	5.95
322.00	0.00	448.79	5.59	0.63	0.01	1.78E-04	5.95
328.57	0.00	458.03	5.79	0.63	0.01	1.79E-04	5.95
328.58	0.00	458.05	5.80	0.63	0.01	1.79E-04	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{\max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
334.62	0.00	466.53	5.96	0.63	0.01	1.79E-04	5.95
334.62	0.00	466.53	5.96	0.63	0.01	1.79E-04	5.95
366.64	0.00	511.15	6.51	0.63	0.01	1.79E-04	5.95
399.54	0.00	556.34	6.42	0.63	0.01	1.75E-04	5.95
399.54	0.00	556.34	6.42	0.63	0.01	1.75E-04	5.95
436.25	0.00	605.88	5.43	0.63	0.01	1.66E-04	5.95
473.85	0.00	655.47	3.28	0.63	0.01	1.53E-04	5.95
473.91	0.00	655.56	3.28	0.63	0.01	1.53E-04	5.95
475.13	0.00	657.16	3.19	0.63	0.00	1.52E-04	5.95
475.11	0.00	657.13	3.19	0.63	0.00	1.52E-04	5.95
476.25	0.00	658.61	3.11	0.63	0.00	1.52E-04	5.95
476.20	0.00	658.54	3.11	0.63	0.00	1.52E-04	5.95
515.26	0.00	708.75	-0.44	0.63	0.00	1.33E-04	5.95
555.84	0.00	759.59	-5.45	0.63	-0.01	1.10E-04	5.95
555.83	0.00	759.59	-5.45	0.63	-0.01	1.10E-04	5.95
562.15	0.00	767.37	-6.36	0.63	-0.01	1.06E-04	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	$\tau_d/\tau_{d,0}$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.36	1.99	1.00	0.12	134750	0.35	385000	1.02
6.05	0.36	1.29	1.00	0.12	134750	0.35	385000	1.02
6.05	0.36	26.14	0.99	0.98	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	26.51	0.99	0.98	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	51.37	0.98	1.98	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	49.09	0.98	1.98	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	51.26	0.98	2.09	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	50.57	0.98	2.09	134750	0.35	385000	1.01

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.36	52.80	0.98	2.20	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	54.08	0.98	2.20	134750	0.35	385000	1.01
6.05	0.36	72.50	0.98	3.20	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	72.52	0.98	3.20	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	101.10	0.96	4.60	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	100.84	0.96	4.60	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	107.79	0.96	4.90	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	108.31	0.96	4.90	134750	0.35	385000	1.00
6.05	0.36	112.73	0.96	5.16	134750	0.35	385000	0.99
6.05	0.36	111.62	0.96	5.16	134750	0.35	385000	0.99
6.05	0.36	139.77	0.95	6.77	134750	0.35	385000	0.99
6.05	0.36	139.53	0.95	6.77	134750	0.35	385000	0.99
6.05	0.36	157.66	0.94	7.74	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	157.37	0.94	7.74	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	166.05	0.94	8.20	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	166.25	0.94	8.20	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	180.26	0.93	8.92	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	180.33	0.93	8.92	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	193.70	0.92	9.62	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	193.70	0.92	9.62	134750	0.35	385000	0.98
6.05	0.36	204.29	0.90	10.20	134750	0.35	385000	0.97
6.05	0.36	204.87	0.90	10.20	134750	0.35	385000	0.97
6.05	0.36	208.31	0.90	10.39	134750	0.35	385000	0.97
6.05	0.36	206.81	0.90	10.39	112350	0.35	321000	0.96
6.05	0.36	222.55	0.87	11.23	112350	0.35	321000	0.96
6.05	0.36	222.39	0.87	11.23	112350	0.35	321000	0.96
6.05	0.36	224.26	0.87	11.34	112350	0.35	321000	0.96
6.05	0.36	224.78	0.87	11.34	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	232.43	0.86	11.83	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	232.92	0.86	11.83	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	239.92	0.85	12.31	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	239.88	0.85	12.31	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	246.66	0.83	12.75	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	247.54	0.83	12.75	250950	0.35	717000	0.99

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.36	257.24	0.82	13.28	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	257.19	0.82	13.28	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	266.58	0.81	13.81	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	266.40	0.81	13.81	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	273.14	0.79	14.26	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	273.70	0.79	14.26	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	278.12	0.79	14.54	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	278.48	0.79	14.54	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	283.70	0.77	15.01	250950	0.35	717000	0.99
6.05	0.36	297.29	0.75	16.01	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	303.04	0.74	16.23	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	303.13	0.74	16.23	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	316.62	0.73	16.76	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	316.96	0.73	16.76	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	328.82	0.71	17.37	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	328.70	0.71	17.37	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	340.15	0.69	18.02	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	340.24	0.69	18.02	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	358.58	0.66	19.19	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	357.86	0.66	19.19	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	362.10	0.66	19.38	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	362.94	0.66	19.38	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	371.84	0.65	19.76	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	372.15	0.65	19.76	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	394.69	0.62	20.70	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	394.41	0.62	20.70	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	407.59	0.61	21.24	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	406.44	0.61	21.24	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	423.84	0.59	21.99	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	425.04	0.59	21.99	242200	0.35	692000	0.99
6.05	0.36	443.36	0.59	23.03	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	442.89	0.59	23.03	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	449.49	0.59	23.26	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	446.80	0.59	23.26	242200	0.35	692000	0.98

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.36	449.20	0.59	23.47	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	449.24	0.59	23.47	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	458.43	0.58	24.51	242200	0.35	692000	0.98
6.05	0.36	634.80	0.50	34.01	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	728.33	0.46	39.05	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	822.23	0.42	44.09	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	822.28	0.42	44.09	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	842.12	0.41	45.15	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	842.15	0.41	45.15	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	860.29	0.41	46.12	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	860.31	0.41	46.12	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	955.63	0.36	51.21	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	1051.80	0.32	56.30	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	1051.80	0.32	56.30	425250	0.35	1215000	0.99
6.05	0.36	1156.42	0.28	61.80	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1260.79	0.24	67.30	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1260.88	0.24	67.30	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1264.23	0.23	67.47	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1264.20	0.23	67.47	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1267.30	0.23	67.64	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1267.24	0.23	67.64	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1372.35	0.19	73.15	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1478.40	0.14	78.66	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1478.39	0.14	78.66	425250	0.35	1215000	1.00
6.05	0.36	1494.51	0.14	79.51	425250	0.35	1215000	1.00

 11.1.2.1.1.2. Profilo lato valle

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
5.48892	5	0.67	-0.024089811	0.610865238	-0.036	1.09544E-06	5.95
13.4927	5	11.76	-0.368115599	0.610865238	-0.031	1.90407E-05	5.95
13.5111	5	11.79	-0.368794285	0.610865238	-0.031	1.90822E-05	5.95
15.4333	5	14.46	-0.436910773	0.610865238	-0.030	2.33962E-05	5.95
15.4562	5	14.50	-0.437686537	0.610865238	-0.030	2.34478E-05	5.95
24.1257	5	26.64	-0.672417783	0.610865238	-0.025	4.28996E-05	5.95
24.1316	5	26.65	-0.672535676	0.610865238	-0.025	4.2913E-05	5.95
27.2212	5	31.01	-0.726847138	0.610865238	-0.023	4.98415E-05	5.95
27.1844	5	30.96	-0.726301747	0.610865238	-0.023	4.9758E-05	5.95
34.5379	5	41.39	-0.79191282	0.610865238	-0.019	6.62351E-05	5.95
34.5426	5	41.40	-0.791923075	0.610865238	-0.019	6.62457E-05	5.95
41.8068	5	51.80	-0.765168724	0.610865238	-0.015	8.25094E-05	5.95
41.808	5	51.80	-0.765155876	0.610865238	-0.015	8.25121E-05	5.95
46.6464	5	58.78	-0.695144129	0.610865238	-0.012	9.33371E-05	5.95
46.6514	5	58.79	-0.695044411	0.610865238	-0.012	9.33487E-05	5.95
55.4783	5	71.63	-0.455858788	0.610865238	-0.006	0.000113086	5.95
55.5674	5	71.77	-0.45255748	0.610865238	-0.006	0.000113292	5.95
70.5132	5	93.86	0.297408334	0.610865238	0.003	0.000146628	5.95
70.9149	5	94.46	0.324951821	0.610865238	0.003	0.000147568	5.95
71.767	5	95.74	0.382089211	0.610865238	0.004	0.000149472	5.95
71.4897	5	95.32	0.362522679	0.610865238	0.004	0.000148823	5.95
71.9656	5	96.03	0.394690043	0.610865238	0.004	0.000149883	5.95
71.9211	5	95.96	0.391516393	0.610865238	0.004	0.000149778	5.95
86.4747	5	117.96	1.601670211	0.610865238	0.014	0.000182089	5.95
86.4707	5	117.95	1.601249463	0.610865238	0.014	0.000182079	5.95
93.7454	5	129.12	2.376056556	0.610865238	0.018	0.000198158	5.95
93.7392	5	129.11	2.37530384	0.610865238	0.018	0.000198143	5.95
98.3333	5	136.22	2.924480417	0.610865238	0.021	0.000208263	5.95
98.4621	5	136.42	2.941580752	0.610865238	0.022	0.00020857	5.95
106.047	5	148.26	3.949104059	0.610865238	0.027	0.000225108	5.95
106.232	5	148.55	3.977307901	0.610865238	0.027	0.000225553	5.95
107.579	5	150.67	4.17077175	0.610865238	0.028	0.000228488	5.95
107.547	5	150.62	4.165715057	0.610865238	0.028	0.00022841	5.95
109.321	5	153.41	4.426811967	0.610865238	0.029	0.000232274	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
109.308	5	153.39	4.424648822	0.610865238	0.029	0.000232242	5.95
117.507	5	166.19	5.509603649	0.610865238	0.033	0.000246045	5.95
117.506	5	166.18	5.509380473	0.610865238	0.033	0.000246042	5.95
122.556	5	174.05	6.163435156	0.610865238	0.035	0.000253226	5.95
122.557	5	174.05	6.163716654	0.610865238	0.035	0.00025323	5.95
125.724	5	179.00	6.586045769	0.610865238	0.037	0.000257603	5.95
125.726	5	179.00	6.586397078	0.610865238	0.037	0.000257607	5.95
131.514	5	188.06	7.382727617	0.610865238	0.039	0.000265367	5.95
152.09	0	208.90	14.2304682	0.663225116	0.068	0.000353532	5.95
153.147	0	210.39	14.37049654	0.663225116	0.068	0.000354074	5.95
153.165	0	210.42	14.37583369	0.663225116	0.068	0.000354122	5.95
157.059	0	215.92	14.89343165	0.663225116	0.069	0.000356071	5.95
148.97	0	215.67	10.62685749	0.628318531	0.049	0.000296531	5.95
149.699	0	216.69	10.64759454	0.628318531	0.049	0.000296109	5.95
150.088	0	217.32	10.73898123	0.628318531	0.049	0.000296967	5.95
154.967	0	224.72	11.42968476	0.628318531	0.051	0.000301408	5.95
155.119	0	224.97	11.46624359	0.628318531	0.051	0.000301737	5.95
161.912	0	235.31	12.4529869	0.628318531	0.053	0.000307722	5.95
162.495	0	236.25	12.59897897	0.628318531	0.053	0.000308961	5.95
162.962	0	236.97	12.67388989	0.628318531	0.053	0.000309433	5.95
163.507	0	237.86	12.81165827	0.628318531	0.054	0.000310592	5.95
163.874	0	238.42	12.87218236	0.628318531	0.054	0.000310977	5.95
164.197	0	238.95	12.9544882	0.628318531	0.054	0.000311664	5.95
167.318	0	244.16	13.86466513	0.628318531	0.057	0.000319486	5.95
167.445	0	244.37	13.89774044	0.628318531	0.057	0.00031975	5.95
169.003	0	246.98	14.36892614	0.628318531	0.058	0.000323707	5.95
168.965	0	246.92	14.35908133	0.628318531	0.058	0.00032363	5.95
169.912	0	248.51	14.64922097	0.628318531	0.059	0.000326033	5.95
181.434	0	253.37	3.646858401	0.628318531	0.014	0.00018482	5.95
183.488	0	256.36	3.813409129	0.628318531	0.015	0.00018643	5.95
184.121	0	257.29	3.873249775	0.628318531	0.015	0.000187027	5.95
184.34	0	257.61	3.88691675	0.628318531	0.015	0.000187143	5.95
184.355	0	257.63	3.888490317	0.628318531	0.015	0.000187159	5.95
184.494	0	257.83	3.896013279	0.628318531	0.015	0.000187218	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
184.836	0	258.33	3.928448057	0.628318531	0.015	0.000187538	5.95
189.239	0	264.70	4.237486273	0.628318531	0.016	0.000190211	5.95
189.181	0	264.62	4.232008611	0.628318531	0.016	0.00019016	5.95
191.998	0	268.68	4.419494864	0.628318531	0.016	0.000191677	5.95
191.914	0	268.56	4.411473656	0.628318531	0.016	0.000191603	5.95
195.542	0	273.78	4.638096289	0.628318531	0.017	0.000193313	5.95
195.486	0	273.70	4.632814989	0.628318531	0.017	0.000193266	5.95
204.14	0	286.13	5.153473358	0.628318531	0.018	0.000196863	5.95
203.453	0	285.12	5.087524179	0.628318531	0.018	0.000196308	5.95
203.501	0	285.19	5.089768996	0.628318531	0.018	0.00019632	5.95
203.756	0	285.56	5.114111372	0.628318531	0.018	0.000196525	5.95
203.789	0	285.61	5.115766234	0.628318531	0.018	0.000196534	5.95
203.85	0	285.70	5.121620586	0.628318531	0.018	0.000196583	5.95
212.657	0	298.23	5.538123699	0.628318531	0.019	0.000198711	5.95
212.672	0	298.26	5.539611539	0.628318531	0.019	0.000198723	5.95
219.348	0	309.11	7.207891871	0.628318531	0.023	0.000214315	5.95
219.384	0	309.17	7.211877683	0.628318531	0.023	0.000214344	5.95
221.351	0	312.16	7.493822676	0.628318531	0.024	0.000216563	5.95
221.306	0	312.09	7.489012919	0.628318531	0.024	0.000216529	5.95
223.645	0	315.64	7.823055207	0.628318531	0.025	0.000219096	5.95
223.621	0	315.61	7.820516423	0.628318531	0.025	0.000219079	5.95
230.184	0	325.62	8.794936647	0.628318531	0.027	0.000226317	5.95
253.642	0	351.31	2.197564959	0.628318531	0.006	0.000157263	5.95
270.774	0	375.67	2.985048281	0.628318531	0.008	0.000163043	5.95
270.905	0	375.86	2.99189481	0.628318531	0.008	0.000163091	5.95
298.128	0	414.47	4.130149328	0.628318531	0.010	0.000169907	5.95
324.893	0	452.19	5.016426336	0.628318531	0.011	0.000173726	5.95
324.887	0	452.19	5.016161985	0.628318531	0.011	0.000173725	5.95
355.574	0	495.04	5.632200893	0.628318531	0.011	0.000174684	5.95
386.558	0	537.74	5.684468603	0.628318531	0.011	0.00017196	5.95
386.58	0	537.77	5.686114962	0.628318531	0.011	0.000171968	5.95
396.469	0	551.26	5.570453095	0.628318531	0.010	0.000170382	5.95
396.493	0	551.30	5.572355384	0.628318531	0.010	0.000170391	5.95
405.201	0	563.13	5.415124354	0.628318531	0.010	0.000168725	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
405.187	0	563.11	5.414792949	0.628318531	0.010	0.000168724	5.95
437.991	0	607.15	4.303785242	0.628318531	0.007	0.000160115	5.95
471.822	0	651.70	2.290712129	0.628318531	0.004	0.000147827	5.95
471.823	0	651.70	2.290705598	0.628318531	0.004	0.000147827	5.95
508.675	0	699.19	-0.93907554	0.628318531	-0.001	0.00013089	5.95
546.513	0	746.76	-5.454731648	0.628318531	-0.007	0.000109713	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	$\tau_d/\tau_{d,0}$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	0.67	1	0.00	134750	0.35	385000	1.017709697
6.05	0.361	11.76	0.996379	0.47	134750	0.35	385000	1.015529664
6.05	0.361	11.79	0.996379	0.47	134750	0.35	385000	1.015524564
6.05	0.361	14.46	0.995521	0.59	134750	0.35	385000	1.014991686
6.05	0.361	14.50	0.995521	0.59	134750	0.35	385000	1.01498529
6.05	0.361	26.64	0.990973	1.18	134750	0.35	385000	1.012540908
6.05	0.361	26.65	0.990973	1.18	134750	0.35	385000	1.012539201
6.05	0.361	31.01	0.989208	1.41	134750	0.35	385000	1.011652323
6.05	0.361	30.96	0.989208	1.41	134750	0.35	385000	1.011663067
6.05	0.361	41.39	0.984779	1.99	134750	0.35	385000	1.009520553
6.05	0.361	41.40	0.984779	1.99	134750	0.35	385000	1.009519161
6.05	0.361	51.80	0.980265	2.58	134750	0.35	385000	1.00735866
6.05	0.361	51.80	0.980265	2.58	134750	0.35	385000	1.007358295
6.05	0.361	58.78	0.9772	2.98	134750	0.35	385000	1.00589552
6.05	0.361	58.79	0.9772	2.98	134750	0.35	385000	1.00589395
6.05	0.361	71.63	0.971538	3.72	134750	0.35	385000	1.003176784
6.05	0.361	71.77	0.971538	3.72	134750	0.35	385000	1.003148089
6.05	0.361	93.86	0.961417	5.04	134750	0.35	385000	0.998414424

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	94.46	0.961417	5.04	134750	0.35	385000	0.998278491
6.05	0.361	95.74	0.960865	5.12	134750	0.35	385000	0.998002454
6.05	0.361	95.32	0.960865	5.12	134750	0.35	385000	0.998096572
6.05	0.361	96.03	0.960531	5.16	134750	0.35	385000	0.997942882
6.05	0.361	95.96	0.960531	5.16	134750	0.35	385000	0.997958018
6.05	0.361	117.96	0.949999	6.54	134750	0.35	385000	0.993187737
6.05	0.361	117.95	0.949999	6.54	134750	0.35	385000	0.993189173
6.05	0.361	129.12	0.944494	7.26	134750	0.35	385000	0.990756142
6.05	0.361	129.11	0.944494	7.26	134750	0.35	385000	0.990758393
6.05	0.361	136.22	0.940915	7.72	134750	0.35	385000	0.989207219
6.05	0.361	136.42	0.940915	7.72	134750	0.35	385000	0.989159855
6.05	0.361	148.26	0.934426	8.57	134750	0.35	385000	0.986591814
6.05	0.361	148.55	0.934426	8.57	134750	0.35	385000	0.986522207
6.05	0.361	150.67	0.933285	8.72	134750	0.35	385000	0.986062002
6.05	0.361	150.62	0.933285	8.72	134750	0.35	385000	0.986074236
6.05	0.361	153.41	0.931776	8.92	134750	0.35	385000	0.985466666
6.05	0.361	153.39	0.931776	8.92	134750	0.35	385000	0.98547177
6.05	0.361	166.19	0.911154	9.84	134750	0.35	385000	0.983283719
6.05	0.361	166.18	0.911154	9.84	134750	0.35	385000	0.983284197
6.05	0.361	174.05	0.895379	10.44	134750	0.35	385000	0.982134543
6.05	0.361	174.05	0.895379	10.44	134750	0.35	385000	0.982133972
6.05	0.361	179.00	0.885679	10.80	134750	0.35	385000	0.981430604
6.05	0.361	179.00	0.885679	10.80	134750	0.35	385000	0.981429916
6.05	0.361	188.06	0.868393	11.45	134750	0.35	385000	0.980175183
6.05	0.361	208.90	0.868393	11.45	112350	0.35	321000	0.965338187
6.05	0.361	210.39	0.863552	11.63	112350	0.35	321000	0.965243841
6.05	0.361	210.42	0.863552	11.63	112350	0.35	321000	0.96523549
6.05	0.361	215.92	0.846178	12.28	112350	0.35	321000	0.964895518
6.05	0.361	215.67	0.846178	12.28	134750	0.35	385000	0.97505151
6.05	0.361	216.69	0.840981	12.47	134750	0.35	385000	0.975121831
6.05	0.361	217.32	0.840981	12.47	134750	0.35	385000	0.974978968
6.05	0.361	224.72	0.825427	13.06	134750	0.35	385000	0.974237646
6.05	0.361	224.97	0.825427	13.06	134750	0.35	385000	0.974182676
6.05	0.361	235.31	0.804821	13.83	134750	0.35	385000	0.973179041

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	236.25	0.804821	13.83	134750	0.35	385000	0.972970608
6.05	0.361	236.97	0.803608	13.87	134750	0.35	385000	0.972891193
6.05	0.361	237.86	0.803608	13.87	134750	0.35	385000	0.972696055
6.05	0.361	238.69	0.801798	13.94	134750	0.35	385000	0.972631247
6.05	0.361	239.22	0.801798	13.94	134750	0.35	385000	0.972515369
6.05	0.361	251.60	0.78148	14.70	134750	0.35	385000	0.971192266
6.05	0.361	251.81	0.78148	14.70	134750	0.35	385000	0.97114746
6.05	0.361	258.74	0.769937	15.13	134750	0.35	385000	0.970475008
6.05	0.361	258.68	0.769937	15.13	134750	0.35	385000	0.970488094
6.05	0.361	264.21	0.759426	15.53	134750	0.35	385000	0.970078585
6.05	0.361	279.01	0.732726	16.53	242200	0.35	692000	0.992777199
6.05	0.361	291.13	0.70834	17.44	242200	0.35	692000	0.992534597
6.05	0.361	292.07	0.70834	17.44	242200	0.35	692000	0.992444549
6.05	0.361	293.65	0.704962	17.57	242200	0.35	692000	0.992427096
6.05	0.361	293.67	0.704962	17.57	242200	0.35	692000	0.992424696
6.05	0.361	294.79	0.702511	17.66	242200	0.35	692000	0.992415859
6.05	0.361	295.30	0.702511	17.66	242200	0.35	692000	0.992367439
6.05	0.361	313.03	0.672151	18.80	242200	0.35	692000	0.991963479
6.05	0.361	312.95	0.672151	18.80	242200	0.35	692000	0.991971285
6.05	0.361	322.60	0.657246	19.35	242200	0.35	692000	0.991741516
6.05	0.361	322.47	0.657246	19.35	242200	0.35	692000	0.99175273
6.05	0.361	334.24	0.639763	20.01	242200	0.35	692000	0.991493274
6.05	0.361	334.16	0.639763	20.01	242200	0.35	692000	0.991500438
6.05	0.361	359.08	0.606447	21.26	242200	0.35	692000	0.990953562
6.05	0.361	358.07	0.606447	21.26	242200	0.35	692000	0.991038025
6.05	0.361	358.22	0.606232	21.26	242200	0.35	692000	0.991036208
6.05	0.361	358.59	0.606232	21.26	242200	0.35	692000	0.991005005
6.05	0.361	358.69	0.606094	21.27	242200	0.35	692000	0.991003572
6.05	0.361	358.78	0.606094	21.27	242200	0.35	692000	0.990996084
6.05	0.361	383.86	0.572617	22.52	242200	0.35	692000	0.990671658
6.05	0.361	383.89	0.572617	22.52	242200	0.35	692000	0.990669852
6.05	0.361	404.60	0.585928	23.51	242200	0.35	692000	0.988272303
6.05	0.361	404.66	0.585928	23.51	242200	0.35	692000	0.988267804
6.05	0.361	410.37	0.583755	23.78	242200	0.35	692000	0.987923803

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	410.30	0.583755	23.78	242200	0.35	692000	0.987929001
6.05	0.361	416.91	0.581316	24.09	242200	0.35	692000	0.98753001
6.05	0.361	416.88	0.581316	24.09	242200	0.35	692000	0.987532718
6.05	0.361	436.30	0.573783	25.03	242200	0.35	692000	0.986402457
6.05	0.361	613.59	0.497783	34.53	425250	0.35	1215000	0.996867382
6.05	0.361	664.33	0.476659	37.17	425250	0.35	1215000	0.996019152
6.05	0.361	664.53	0.476659	37.17	425250	0.35	1215000	0.996011987
6.05	0.361	745.50	0.442642	41.42	425250	0.35	1215000	0.995005052
6.05	0.361	825.71	0.408626	45.67	425250	0.35	1215000	0.994437766
6.05	0.361	825.71	0.408626	45.67	425250	0.35	1215000	0.994437953
6.05	0.361	916.76	0.370074	50.49	425250	0.35	1215000	0.994295073
6.05	0.361	1007.41	0.331522	55.31	425250	0.35	1215000	0.994700403
6.05	0.361	1007.46	0.331522	55.31	425250	0.35	1215000	0.994699171
6.05	0.361	1036.10	0.319381	56.83	425250	0.35	1215000	0.994934723
6.05	0.361	1036.16	0.319381	56.83	425250	0.35	1215000	0.994933321
6.05	0.361	1061.20	0.308795	58.15	425250	0.35	1215000	0.995180295
6.05	0.361	1061.19	0.308795	58.15	425250	0.35	1215000	0.995180424
6.05	0.361	1154.20	0.269428	63.07	425250	0.35	1215000	0.996449424
6.05	0.361	1247.96	0.23006	67.99	425250	0.35	1215000	0.998240959
6.05	0.361	1247.96	0.23006	67.99	425250	0.35	1215000	0.998240967
6.05	0.361	1347.18	0.1887	73.16	425250	0.35	1215000	1.000671319
6.05	0.361	1446.19	0.14734	78.33	425250	0.35	1215000	1.003645639

 11.1.2.1.1.3. Profilo in asse

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
78.0077	0	113.40	6.026940245	0.628318531	0.053	0.000308416	5.95
80.5652	0	117.33	6.437070095	0.628318531	0.055	0.000313648	5.95
74.6088	0	108.23	5.542005912	0.628318531	0.051	0.000302463	5.95
72.9106	0	105.68	5.328664002	0.628318531	0.050	0.00030006	5.95
74.1718	0	107.60	5.506331147	0.628318531	0.051	0.000302376	5.95
95.6666	0	140.72	9.050481493	0.628318531	0.064	0.000342171	5.95
59.6741	0	85.83	3.692160851	0.628318531	0.043	0.000277148	5.95
57.1611	0	82.10	3.42210374	0.628318531	0.042	0.000272977	5.95
120.299	0	168.94	3.363118306	0.628318531	0.020	0.000203127	5.95
119.716	0	168.08	3.309382779	0.628318531	0.020	0.000202407	5.95
111.597	0	156.33	2.728638743	0.628318531	0.017	0.000195018	5.95
115.437	0	161.83	2.947488347	0.628318531	0.018	0.000197532	5.95
113.61	0	159.19	2.821608821	0.628318531	0.018	0.000195913	5.95
99.1819	0	138.40	1.890798031	0.628318531	0.014	0.000182369	5.95
102.274	0	142.83	2.064237351	0.628318531	0.014	0.000185017	5.95
92.7988	0	129.27	1.544036333	0.628318531	0.012	0.000176596	5.95
98.2176	0	137.01	1.82300763	0.628318531	0.013	0.000181175	5.95
97.1305	0	135.44	1.754334984	0.628318531	0.013	0.000179989	5.95
85.7981	0	119.30	1.209963346	0.628318531	0.010	0.000170508	5.95
124.326	0	174.50	3.375249013	0.628318531	0.019	0.000201266	5.95
123.568	0	173.40	3.321034888	0.628318531	0.019	0.000200638	5.95
116.662	0	163.35	2.78227458	0.628318531	0.017	0.000193616	5.95
120.913	0	169.49	3.062332073	0.628318531	0.018	0.000197053	5.95
121.168	0	169.84	3.068207662	0.628318531	0.018	0.000197042	5.95
120.325	0	168.62	3.011632578	0.628318531	0.018	0.000196362	5.95
119.776	0	167.81	2.955621435	0.628318531	0.018	0.000195542	5.95
118.296	0	165.68	2.858834644	0.628318531	0.017	0.000194356	5.95
123.326	0	172.84	3.100236279	0.628318531	0.018	0.000196616	5.95
122.832	0	172.13	3.067410045	0.628318531	0.018	0.00019623	5.95
126.164	0	176.89	3.239292814	0.628318531	0.018	0.000197861	5.95
126.394	0	177.22	3.254921502	0.628318531	0.018	0.000198039	5.95
130.258	0	182.68	3.391357664	0.628318531	0.019	0.000198696	5.95
130.343	0	182.80	3.397206999	0.628318531	0.019	0.00019876	5.95
134.146	0	188.78	4.14395924	0.628318531	0.022	0.000209844	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[rad]	[-]	[-]	[-]
135.452	0	190.68	4.244581338	0.628318531	0.022	0.000210857	5.95
136.154	0	191.71	4.308529525	0.628318531	0.022	0.000211558	5.95
133.911	0	188.45	4.135310006	0.628318531	0.022	0.000209821	5.95
131.794	0	185.51	4.107028766	0.628318531	0.022	0.000210462	5.95
127.378	0	179.10	3.781285567	0.628318531	0.021	0.000207092	5.95
126.955	0	178.50	3.759373913	0.628318531	0.021	0.000206923	5.95
134.513	0	189.47	4.323662194	0.628318531	0.023	0.00021269	5.95
138.428	0	195.25	4.72226097	0.628318531	0.024	0.000217146	5.95
136.572	0	192.55	4.573678784	0.628318531	0.024	0.000215737	5.95
160.843	0	228.17	6.786905699	0.628318531	0.030	0.000235137	5.95
137.703	0	194.26	4.723603152	0.628318531	0.024	0.000217573	5.95
137.605	0	194.12	4.720293871	0.628318531	0.024	0.000217573	5.95
156.122	0	221.22	6.337495954	0.628318531	0.029	0.000231605	5.95
167.359	0	237.90	7.551791685	0.628318531	0.032	0.000241543	5.95
165.545	0	235.22	7.365619421	0.628318531	0.031	0.000240169	5.95
176.557	0	251.60	8.586112542	0.628318531	0.034	0.000249145	5.95
172.395	0	245.41	8.132373039	0.628318531	0.033	0.000245995	5.95
172.125	0	245.02	8.105145199	0.628318531	0.033	0.000245812	5.95
263.858	0	365.65	2.485498733	0.628318531	0.007	0.000159119	5.95
272.477	0	377.91	2.873590536	0.628318531	0.008	0.000161876	5.95
272.131	0	377.41	2.856972589	0.628318531	0.008	0.00016176	5.95
300.153	0	417.09	3.968119767	0.628318531	0.010	0.000168377	5.95
329.503	0	458.36	4.835117072	0.628318531	0.011	0.000171885	5.95
329.517	0	458.38	4.835942107	0.628318531	0.011	0.000171889	5.95
358.936	0	499.33	5.297285933	0.628318531	0.011	0.000172087	5.95
388.802	0	540.36	5.22389181	0.628318531	0.010	0.000168898	5.95
388.81	0	540.38	5.224728712	0.628318531	0.010	0.000168903	5.95
400.724	0	556.58	5.03049509	0.628318531	0.009	0.000166762	5.95
400.737	0	556.60	5.031848062	0.628318531	0.009	0.000166769	5.95
413.063	0	573.26	4.726515942	0.628318531	0.008	0.000164062	5.95
413.067	0	573.27	4.727155791	0.628318531	0.008	0.000164066	5.95
443.528	0	613.93	3.462628878	0.628318531	0.006	0.000155151	5.95
474.937	0	655.10	1.407931464	0.628318531	0.002	0.000143093	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	248.43	0.764016	15.36	134750	0.35	385000	0.97306228
6.05	0.361	254.96	0.757072	15.62	134750	0.35	385000	0.972180526
6.05	0.361	245.87	0.757072	15.62	134750	0.35	385000	0.9740612
6.05	0.361	248.13	0.744214	16.10	134750	0.35	385000	0.974462972
6.05	0.361	250.05	0.744214	16.10	134750	0.35	385000	0.974075755
6.05	0.361	288.88	0.728947	16.67	134750	0.35	385000	0.967308844
6.05	0.361	233.99	0.728947	16.67	134750	0.35	385000	0.978254119
6.05	0.361	231.63	0.725265	16.81	134750	0.35	385000	0.9789365
6.05	0.361	321.65	0.698565	17.81	242200	0.35	692000	0.989996374
6.05	0.361	322.02	0.695276	17.93	242200	0.35	692000	0.990106673
6.05	0.361	310.27	0.695276	17.93	242200	0.35	692000	0.991234299
6.05	0.361	322.09	0.678378	18.56	242200	0.35	692000	0.990851611
6.05	0.361	319.46	0.678378	18.56	242200	0.35	692000	0.991098137
6.05	0.361	305.07	0.661258	19.20	242200	0.35	692000	0.993145736
6.05	0.361	309.50	0.661258	19.20	242200	0.35	692000	0.992747597
6.05	0.361	298.48	0.654464	19.46	242200	0.35	692000	0.994009952
6.05	0.361	306.22	0.654464	19.46	242200	0.35	692000	0.993324792
6.05	0.361	306.41	0.649779	19.63	242200	0.35	692000	0.993502606
6.05	0.361	290.27	0.649779	19.63	242200	0.35	692000	0.994916019
6.05	0.361	351.78	0.632875	20.27	242200	0.35	692000	0.990281322
6.05	0.361	350.68	0.632875	20.27	242200	0.35	692000	0.990377336
6.05	0.361	345.48	0.619919	20.75	242200	0.35	692000	0.991447333
6.05	0.361	351.61	0.619919	20.75	242200	0.35	692000	0.990924601
6.05	0.361	352.69	0.617992	20.82	242200	0.35	692000	0.99092626
6.05	0.361	351.47	0.617992	20.82	242200	0.35	692000	0.991029753
6.05	0.361	351.92	0.614624	20.95	242200	0.35	692000	0.991154609
6.05	0.361	349.79	0.614624	20.95	242200	0.35	692000	0.991334856
6.05	0.361	362.31	0.600284	21.49	242200	0.35	692000	0.990991084
6.05	0.361	361.60	0.600284	21.49	242200	0.35	692000	0.991049818
6.05	0.361	369.08	0.593003	21.76	242200	0.35	692000	0.99080143
6.05	0.361	369.41	0.593003	21.76	242200	0.35	692000	0.990774224
6.05	0.361	380.75	0.577252	22.35	242200	0.35	692000	0.990674083
6.05	0.361	380.88	0.577252	22.35	242200	0.35	692000	0.990664239
6.05	0.361	393.53	0.589842	23.02	242200	0.35	692000	0.988963477

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	395.43	0.589842	23.02	242200	0.35	692000	0.988807165
6.05	0.361	397.08	0.589346	23.08	242200	0.35	692000	0.988698942
6.05	0.361	393.82	0.589346	23.08	242200	0.35	692000	0.988967091
6.05	0.361	399.98	0.582038	24.00	242200	0.35	692000	0.988868236
6.05	0.361	393.58	0.582038	24.00	242200	0.35	692000	0.989387436
6.05	0.361	393.59	0.581542	24.06	242200	0.35	692000	0.989413418
6.05	0.361	404.56	0.581542	24.06	242200	0.35	692000	0.988523966
6.05	0.361	416.69	0.576447	24.69	242200	0.35	692000	0.987833238
6.05	0.361	413.98	0.576447	24.69	242200	0.35	692000	0.988051921
6.05	0.361	453.98	0.57293	25.13	242200	0.35	692000	0.985015098
6.05	0.361	420.07	0.57293	25.13	242200	0.35	692000	0.987766939
6.05	0.361	420.27	0.572659	25.17	242200	0.35	692000	0.987766853
6.05	0.361	447.37	0.572659	25.17	242200	0.35	692000	0.985572018
6.05	0.361	471.51	0.56666	25.92	242200	0.35	692000	0.984000364
6.05	0.361	468.83	0.56666	25.92	242200	0.35	692000	0.98421855
6.05	0.361	488.95	0.56365	26.29	242200	0.35	692000	0.982788567
6.05	0.361	482.76	0.56365	26.29	242200	0.35	692000	0.983291705
6.05	0.361	482.49	0.563547	26.31	242200	0.35	692000	0.983320835
6.05	0.361	633.86	0.487547	35.81	425250	0.35	1215000	0.996595511
6.05	0.361	661.10	0.47556	37.31	425250	0.35	1215000	0.996190748
6.05	0.361	660.62	0.47556	37.31	425250	0.35	1215000	0.996207863
6.05	0.361	748.37	0.436975	42.13	425250	0.35	1215000	0.995231758
6.05	0.361	837.95	0.39839	46.95	425250	0.35	1215000	0.994711611
6.05	0.361	837.97	0.39839	46.95	425250	0.35	1215000	0.994710949
6.05	0.361	925.62	0.361081	51.61	425250	0.35	1215000	0.99468146
6.05	0.361	1013.15	0.323772	56.28	425250	0.35	1215000	0.995154582
6.05	0.361	1013.18	0.323772	56.28	425250	0.35	1215000	0.995153916
6.05	0.361	1047.67	0.309144	58.11	425250	0.35	1215000	0.995470626
6.05	0.361	1047.71	0.309144	58.11	425250	0.35	1215000	0.995469565
6.05	0.361	1083.05	0.294204	59.97	425250	0.35	1215000	0.995868976
6.05	0.361	1083.08	0.294204	59.97	425250	0.35	1215000	0.995868456
6.05	0.361	1169.18	0.25773	64.53	425250	0.35	1215000	0.997175948
6.05	0.361	1256.07	0.221256	69.09	425250	0.35	1215000	0.998924834

11.1.2.1.2. Sezione 2

 11.1.2.1.2.1. Profilo lato invaso

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
7.620717	5	3.62	-0.12416	0.61087	-0.034	6.902E-06	5.95
11.94212	5	9.63	-0.28341	0.61087	-0.029	2.65E-05	5.95
11.87867	5	9.54	-0.28115	0.61087	-0.029	2.635E-05	5.95
15.74506	5	14.97	-0.37304	0.61087	-0.025	4.415E-05	5.95
15.69538	5	14.90	-0.37172	0.61087	-0.025	4.405E-05	5.95
16.85448	5	16.54	-0.38625	0.61087	-0.023	5.02E-05	5.95
16.73432	5	16.37	-0.38345	0.61087	-0.023	4.993E-05	5.95
22.38022	5	24.43	-0.39643	0.61087	-0.016	7.71E-05	5.95
22.34691	5	24.38	-0.39614	0.61087	-0.016	7.702E-05	5.95
25.45297	5	28.85	-0.35869	0.61087	-0.012	9.112E-05	5.95
25.45721	5	28.86	-0.35869	0.61087	-0.012	9.113E-05	5.95
28.02834	5	32.58	-0.30432	0.61087	-0.009	0.0001024	5.95
28.02057	5	32.57	-0.30437	0.61087	-0.009	0.0001024	5.95
32.19392	5	38.67	-0.16211	0.61087	-0.004	0.0001208	5.95
32.74035	5	39.47	-0.15152	0.61087	-0.004	0.0001221	5.95
33.4796	5	40.55	-0.12093	0.61087	-0.003	0.0001251	5.95
33.04255	5	39.92	-0.13029	0.61087	-0.003	0.0001241	5.95
33.92792	5	41.23	-0.08428	0.61087	-0.002	0.0001284	5.95
33.71007	5	40.91	-0.08941	0.61087	-0.002	0.0001279	5.95
36.55051	5	45.15	0.08963	0.61087	0.002	0.0001425	5.95
36.58737	5	45.20	0.09086	0.61087	0.002	0.0001426	5.95
37.97048	5	47.28	0.196212	0.61087	0.004	0.00015	5.95
37.97031	5	47.28	0.196208	0.61087	0.004	0.00015	5.95
40.14688	5	50.57	0.376514	0.61087	0.007	0.0001613	5.95
40.15341	5	50.58	0.376812	0.61087	0.007	0.0001613	5.95
43.30377	5	55.38	0.675204	0.61087	0.012	0.0001774	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
43.29522	5	55.37	0.674761	0.61087	0.012	0.0001774	5.95
44.03993	5	56.50	0.74915	0.61087	0.013	0.000181	5.95
43.98902	5	56.43	0.746229	0.61087	0.013	0.0001809	5.95
46.2848	5	59.94	0.981756	0.61087	0.016	0.0001914	5.95
46.27155	5	59.92	0.98088	0.61087	0.016	0.0001914	5.95
48.71102	5	63.68	1.255801	0.61087	0.020	0.0002025	5.95
48.67009	5	63.62	1.252829	0.61087	0.020	0.0002024	5.95
49.55038	5	64.99	1.362565	0.61087	0.021	0.0002066	5.95
49.67594	5	65.18	1.372339	0.61087	0.021	0.0002069	5.95
53.08695	5	70.50	1.826333	0.61087	0.026	0.0002227	5.95
53.07361	5	70.48	1.825144	0.61087	0.026	0.0002227	5.95
56.51363	5	75.89	2.32391	0.61087	0.031	0.0002379	5.95
56.52081	5	75.90	2.324666	0.61087	0.031	0.000238	5.95
57.78273	5	77.90	2.521586	0.61087	0.032	0.0002435	5.95
57.79548	5	77.92	2.522971	0.61087	0.032	0.0002436	5.95
59.57393	5	80.75	2.810351	0.61087	0.035	0.0002513	5.95
59.58576	5	80.77	2.811688	0.61087	0.035	0.0002513	5.95
61.48038	5	83.79	3.127183	0.61087	0.037	0.0002593	5.95
61.48348	5	83.79	3.127588	0.61087	0.037	0.0002593	5.95
65.73193	5	90.60	3.86545	0.61087	0.043	0.000276	5.95
65.70731	5	90.56	3.862135	0.61087	0.043	0.000276	5.95
65.8245	5	90.75	3.880999	0.61087	0.043	0.0002764	5.95
65.79858	5	90.71	3.877498	0.61087	0.043	0.0002763	5.95
66.10714	5	91.20	3.926645	0.61087	0.043	0.0002773	5.95
66.13318	5	91.24	3.930207	0.61087	0.043	0.0002773	5.95
71.58812	5	99.94	4.846779	0.61087	0.048	0.0002941	5.95
71.59714	5	99.96	4.848213	0.61087	0.049	0.0002942	5.95
74.29068	5	104.28	5.3276	0.61087	0.051	0.0003021	5.95
74.42323	5	104.50	5.348893	0.61087	0.051	0.0003024	5.95
79.33141	5	112.41	6.256258	0.61087	0.056	0.0003161	5.95
79.18085	5	112.17	6.229912	0.61087	0.056	0.0003157	5.95
87.56416	5	125.84	7.92374	0.61087	0.063	0.0003381	5.95
86.5273	5	124.15	7.718331	0.61087	0.062	0.0003357	5.95
86.63736	5	124.34	7.748609	0.61087	0.062	0.0003362	5.95
86.86794	5	124.71	7.794155	0.61087	0.062	0.0003367	5.95
87.09311	5	125.09	7.852759	0.61087	0.063	0.0003376	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
87.28444	5	125.41	7.890805	0.61087	0.063	0.000338	5.95
88.53437	5	127.54	8.240941	0.61087	0.065	0.0003431	5.95
88.53871	5	127.55	8.241837	0.61087	0.065	0.0003431	5.95
88.77412	5	127.97	8.326381	0.61087	0.065	0.0003444	5.95
88.74426	5	127.92	8.320328	0.61087	0.065	0.0003444	5.95
88.9332	5	128.26	8.395297	0.61087	0.065	0.0003456	5.95
88.91339	5	128.23	8.391317	0.61087	0.065	0.0003455	5.95
89.19255	5	128.76	8.517114	0.61087	0.066	0.0003477	5.95
89.13888	5	128.67	8.506275	0.61087	0.066	0.0003475	5.95
89.27708	5	128.91	8.553283	0.61087	0.066	0.0003483	5.95
89.278	5	128.92	8.553586	0.61087	0.066	0.0003483	5.95
89.21558	5	128.82	8.550141	0.61087	0.066	0.0003483	5.95
89.24498	5	128.87	8.556193	0.61087	0.066	0.0003484	5.95
89.40228	5	129.19	8.653853	0.61087	0.067	0.0003501	5.95
89.5518	5	129.44	8.684066	0.61087	0.067	0.0003505	5.95
89.68592	5	129.66	8.717103	0.61087	0.067	0.0003509	5.95
89.4461	5	129.27	8.668934	0.61087	0.067	0.0003504	5.95
91.229	5	132.21	9.060734	0.61087	0.069	0.0003548	5.95
91.50174	5	132.65	9.116539	0.61087	0.069	0.0003553	5.95
92.19724	5	133.79	9.261773	0.61087	0.069	0.0003568	5.95
99.52517	0	131.42	4.032223	0.66323	0.031	0.0002381	5.95
108.4861	0	143.72	4.8686	0.66323	0.034	0.0002483	5.95
108.8094	0	144.17	4.900378	0.66323	0.034	0.0002487	5.95
111.7547	0	148.22	5.180803	0.66323	0.035	0.0002518	5.95
111.8025	0	148.29	5.185723	0.66323	0.035	0.0002518	5.95
119.9176	0	159.49	6.000873	0.66323	0.038	0.0002602	5.95
114.7436	0	152.32	5.455263	0.66323	0.036	0.0002545	5.95
123.3427	0	164.17	6.299308	0.66323	0.038	0.0002626	5.95
117.525	0	165.41	3.651266	0.62832	0.022	0.0002102	5.95
121.4964	0	171.13	3.907968	0.62832	0.023	0.0002127	5.95
118.2327	0	166.39	3.652955	0.62832	0.022	0.0002099	5.95
120.7919	0	170.06	3.800645	0.62832	0.022	0.0002111	5.95
120.2036	0	169.20	3.755187	0.62832	0.022	0.0002106	5.95
117.3094	0	164.93	3.471694	0.62832	0.021	0.0002069	5.95
118.6945	0	166.94	3.573737	0.62832	0.021	0.0002081	5.95
118.5058	0	166.62	3.511223	0.62832	0.021	0.000207	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
118.5833	0	166.73	3.516936	0.62832	0.021	0.000207	5.95
118.3625	0	166.39	3.477571	0.62832	0.021	0.0002064	5.95
118.2911	0	166.29	3.472437	0.62832	0.021	0.0002063	5.95
119.0532	0	167.32	3.456028	0.62832	0.021	0.0002056	5.95
130.2078	0	188.65	9.433809	0.62832	0.050	0.0002988	5.95
130.6569	0	189.31	9.47384	0.62832	0.050	0.0002989	5.95
130.7163	0	189.40	9.482695	0.62832	0.050	0.000299	5.95
135.5086	0	196.41	9.895676	0.62832	0.050	0.0002999	5.95
135.5104	0	196.41	9.896043	0.62832	0.050	0.0002999	5.95
137.6642	0	199.57	10.08912	0.62832	0.051	0.0003005	5.95
137.7005	0	199.62	10.09459	0.62832	0.051	0.0003005	5.95
142.2907	0	206.34	10.48924	0.62832	0.051	0.0003013	5.95
142.2907	0	206.34	10.48923	0.62832	0.051	0.0003013	5.95
145.8429	0	213.19	12.45187	0.62832	0.058	0.0003244	5.95
145.8428	0	213.19	12.45193	0.62832	0.058	0.0003244	5.95
147.2795	0	215.46	12.74927	0.62832	0.059	0.0003267	5.95
147.2809	0	215.46	12.74965	0.62832	0.059	0.0003267	5.95
150.0737	0	219.91	13.34709	0.62832	0.061	0.0003313	5.95
150.0739	0	219.91	13.34713	0.62832	0.061	0.0003313	5.95
151.9612	0	222.92	13.76332	0.62832	0.062	0.0003345	5.95
151.9551	0	222.91	13.76236	0.62832	0.062	0.0003344	5.95
152.76	0	224.20	13.94322	0.62832	0.062	0.0003358	5.95
152.7561	0	224.19	13.9426	0.62832	0.062	0.0003358	5.95
156.1879	0	229.69	14.71573	0.62832	0.064	0.0003414	5.95
156.1861	0	229.69	14.7154	0.62832	0.064	0.0003414	5.95
159.0477	0	234.28	15.36568	0.62832	0.066	0.000346	5.95
159.0364	0	234.26	15.36355	0.62832	0.066	0.000346	5.95
160.5977	0	236.76	15.7197	0.62832	0.066	0.0003484	5.95
160.5976	0	236.76	15.71979	0.62832	0.066	0.0003484	5.95
164.162	0	242.48	16.53446	0.62832	0.068	0.0003537	5.95
164.16	0	242.48	16.53411	0.62832	0.068	0.0003537	5.95
165.4072	0	244.48	16.82062	0.62832	0.069	0.0003555	5.95
165.4005	0	244.47	16.81939	0.62832	0.069	0.0003555	5.95
165.9789	0	245.40	16.95267	0.62832	0.069	0.0003564	5.95
165.9639	0	245.38	16.94976	0.62832	0.069	0.0003564	5.95
170.339	0	252.42	17.96737	0.62832	0.071	0.0003626	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
170.3058	0	252.37	17.96049	0.62832	0.071	0.0003626	5.95
172.7975	0	256.39	18.55671	0.62832	0.072	0.0003661	5.95
172.7757	0	256.36	18.55211	0.62832	0.072	0.0003661	5.95
174.6408	0	259.37	18.99877	0.62832	0.073	0.0003687	5.95
174.5471	0	259.22	18.97889	0.62832	0.073	0.0003686	5.95
178.2852	0	265.27	19.88289	0.62832	0.075	0.0003737	5.95
178.2986	0	265.29	19.88585	0.62832	0.075	0.0003737	5.95
178.771	0	266.06	20.00063	0.62832	0.075	0.0003744	5.95
178.6928	0	265.93	19.98357	0.62832	0.075	0.0003743	5.95
178.9016	0	266.27	20.03465	0.62832	0.075	0.0003746	5.95
178.6237	0	265.83	19.97395	0.62832	0.075	0.0003743	5.95
182.0115	0	271.33	20.80796	0.62832	0.077	0.0003788	5.95
181.9421	0	271.21	20.79254	0.62832	0.077	0.0003788	5.95
182.8774	0	272.75	21.04134	0.62832	0.077	0.0003802	5.95
182.8686	0	272.74	21.03938	0.62832	0.077	0.0003801	5.95
183.4914	0	273.76	21.20684	0.62832	0.077	0.0003811	5.95
183.4939	0	273.77	21.20743	0.62832	0.077	0.0003811	5.95
184.3639	0	275.19	21.43778	0.62832	0.078	0.0003824	5.95
184.3668	0	275.20	21.43845	0.62832	0.078	0.0003824	5.95
184.8102	0	275.93	21.55623	0.62832	0.078	0.000383	5.95
267.4748	0	366.17	-1.97713	0.62832	-0.005	0.0001165	5.95
272.5918	0	373.29	-1.89769	0.62832	-0.005	0.0001177	5.95
272.8135	0	373.60	-1.89343	0.62832	-0.005	0.0001177	5.95
300.3737	0	411.90	-1.52654	0.62832	-0.004	0.0001226	5.95
346.0222	0	474.83	-1.43189	0.62832	-0.003	0.000125	5.95
366.8568	0	503.36	-1.57166	0.62832	-0.003	0.0001246	5.95
366.8485	0	503.35	-1.5718	0.62832	-0.003	0.0001246	5.95
393.6213	0	539.78	-1.99692	0.62832	-0.004	0.0001226	5.95
393.6195	0	539.77	-1.99698	0.62832	-0.004	0.0001226	5.95
411.7893	0	564.31	-2.46615	0.62832	-0.004	0.0001202	5.95
411.7924	0	564.32	-2.46604	0.62832	-0.004	0.0001202	5.95
440.089	0	602.21	-3.51624	0.62832	-0.006	0.000115	5.95
440.091	0	602.22	-3.51606	0.62832	-0.006	0.000115	5.95
451.5799	0	617.48	-4.06164	0.62832	-0.007	0.0001123	5.95
451.5889	0	617.50	-4.06133	0.62832	-0.007	0.0001123	5.95
486.9636	0	664.05	-6.20185	0.62832	-0.009	0.0001024	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
486.9735	0	664.06	-6.20157	0.62832	-0.009	0.0001024	5.95
493.7872	0	672.94	-6.69625	0.62832	-0.010	0.0001002	5.95
493.7953	0	672.95	-6.69601	0.62832	-0.010	0.0001002	5.95
523.2677	0	711.07	-9.14871	0.62832	-0.013	8.953E-05	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	$\tau_d/\tau_{d,0}$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	4.24942 6	0.99963 3	0.05	134750	0.35	385000	1.017010738
6.05	0.361	16.3894 5	0.99494 2	0.66	134750	0.35	385000	1.014606658
6.05	0.361	16.30	0.99494 2	0.66	134750	0.35	385000	1.014624444
6.05	0.361	27.43	0.99057 8	1.23	134750	0.35	385000	1.012380927
6.05	0.361	27.37	0.99057 8	1.23	134750	0.35	385000	1.012394588
6.05	0.361	31.24	0.98886 8	1.46	134750	0.35	385000	1.011606228
6.05	0.361	31.08	0.98886 8	1.46	134750	0.35	385000	1.011640638
6.05	0.361	48.33	0.98182 6	2.38	134750	0.35	385000	1.008082541
6.05	0.361	48.28	0.98182 6	2.38	134750	0.35	385000	1.008092364
6.05	0.361	57.32	0.97833 4	2.83	134750	0.35	385000	1.006197021
6.05	0.361	57.32	0.97833 4	2.83	134750	0.35	385000	1.00619574
6.05	0.361	64.58	0.97563 4	3.19	134750	0.35	385000	1.004658928
6.05	0.361	64.57	0.97563 4	3.19	134750	0.35	385000	1.004661379

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	76.57	0.97111 7	3.78	134750	0.35	385000	1.00209356
6.05	0.361	77.36	0.97111 7	3.78	134750	0.35	385000	1.001917799
6.05	0.361	79.34	0.97043 4	3.86	134750	0.35	385000	1.001489961
6.05	0.361	78.71	0.97043 4	3.86	134750	0.35	385000	1.001630627
6.05	0.361	81.54	0.96927 3	4.02	134750	0.35	385000	1.001021615
6.05	0.361	81.22	0.96927 3	4.02	134750	0.35	385000	1.001092036
6.05	0.361	90.88	0.96512 2	4.56	134750	0.35	385000	0.999006892
6.05	0.361	90.94	0.96512 2	4.56	134750	0.35	385000	0.998994461
6.05	0.361	95.88	0.96293 3	4.85	134750	0.35	385000	0.99792297
6.05	0.361	95.88	0.96293 3	4.85	134750	0.35	385000	0.997923006
6.05	0.361	103.46	0.95964 6	5.28	134750	0.35	385000	0.996270455
6.05	0.361	103.47	0.95964 6	5.28	134750	0.35	385000	0.996268204
6.05	0.361	114.34	0.95499 9	5.88	134750	0.35	385000	0.99388506
6.05	0.361	114.33	0.95499 9	5.88	134750	0.35	385000	0.993887681
6.05	0.361	116.77	0.95400 2	6.01	134750	0.35	385000	0.993348694
6.05	0.361	116.70	0.95400 2	6.01	134750	0.35	385000	0.993365806
6.05	0.361	123.86	0.95121	6.38	134750	0.35	385000	0.991777048
6.05	0.361	123.84	0.95121	6.38	134750	0.35	385000	0.991781692
6.05	0.361	131.43	0.94828 1	6.76	134750	0.35	385000	0.990090905
6.05	0.361	131.37	0.94828 1	6.76	134750	0.35	385000	0.990104887
6.05	0.361	134.25	0.94711 8	6.91	134750	0.35	385000	0.989461119

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	134.44	0.947118	6.91	134750	0.35	385000	0.989416077
6.05	0.361	145.39	0.942816	7.48	134750	0.35	385000	0.986962594
6.05	0.361	145.37	0.942816	7.48	134750	0.35	385000	0.98696737
6.05	0.361	155.98	0.938839	7.99	134750	0.35	385000	0.98457053
6.05	0.361	155.99	0.938839	7.99	134750	0.35	385000	0.984567725
6.05	0.361	159.89	0.937384	8.19	134750	0.35	385000	0.98368276
6.05	0.361	159.91	0.937384	8.19	134750	0.35	385000	0.983677864
6.05	0.361	165.33	0.935399	8.44	134750	0.35	385000	0.982444345
6.05	0.361	165.35	0.935399	8.44	134750	0.35	385000	0.982439916
6.05	0.361	170.94	0.933435	8.70	134750	0.35	385000	0.981161618
6.05	0.361	170.95	0.933435	8.70	134750	0.35	385000	0.981160251
6.05	0.361	183.28	0.926902	9.25	134750	0.35	385000	0.978434878
6.05	0.361	183.24	0.926902	9.25	134750	0.35	385000	0.978444322
6.05	0.361	183.56	0.926544	9.27	134750	0.35	385000	0.978382821
6.05	0.361	183.52	0.926544	9.27	134750	0.35	385000	0.97839278
6.05	0.361	184.33	0.925686	9.30	134750	0.35	385000	0.978234694
6.05	0.361	184.38	0.925686	9.30	134750	0.35	385000	0.978224567
6.05	0.361	198.86	0.910253	9.88	134750	0.35	385000	0.975451322
6.05	0.361	198.88	0.910253	9.88	134750	0.35	385000	0.975447531
6.05	0.361	205.85	0.903187	10.14	134750	0.35	385000	0.974121683

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	206.06	0.90318 7	10.14	134750	0.35	385000	0.974069933
6.05	0.361	217.85	0.89284 4	10.53	134750	0.35	385000	0.97177443
6.05	0.361	217.61	0.89284 4	10.53	134750	0.35	385000	0.971833653
6.05	0.361	237.49	0.87623 8	11.15	134750	0.35	385000	0.968004138
6.05	0.361	235.81	0.87623 8	11.15	134750	0.35	385000	0.968416902
6.05	0.361	236.45	0.87501 1	11.20	134750	0.35	385000	0.968339566
6.05	0.361	236.83	0.87501 1	11.20	134750	0.35	385000	0.968247705
6.05	0.361	237.97	0.87298 8	11.27	134750	0.35	385000	0.968103853
6.05	0.361	238.28	0.87298 8	11.27	134750	0.35	385000	0.968027638
6.05	0.361	246.25	0.85740 1	11.86	134750	0.35	385000	0.967153365
6.05	0.361	246.26	0.85740 1	11.86	134750	0.35	385000	0.967151594
6.05	0.361	249.09	0.85095 3	12.10	134750	0.35	385000	0.96691985
6.05	0.361	249.04	0.85095 3	12.10	134750	0.35	385000	0.966931508
6.05	0.361	251.97	0.84405 1	12.36	134750	0.35	385000	0.966719663
6.05	0.361	251.94	0.84405 1	12.36	134750	0.35	385000	0.966727194
6.05	0.361	258.04	0.82914 3	12.92	134750	0.35	385000	0.966359671
6.05	0.361	257.96	0.82914 3	12.92	134750	0.35	385000	0.966379983
6.05	0.361	259.95	0.82446 7	13.09	134750	0.35	385000	0.966256154
6.05	0.361	259.96	0.82446 7	13.09	134750	0.35	385000	0.966255366
6.05	0.361	260.76	0.82207 8	13.18	134750	0.35	385000	0.966244529

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	260.81	0.822078	13.18	134750	0.35	385000	0.966233033
6.05	0.361	269.06	0.800901	13.97	134750	0.35	385000	0.965927524
6.05	0.361	269.30	0.800901	13.97	134750	0.35	385000	0.965871991
6.05	0.361	270.47	0.798385	14.07	134750	0.35	385000	0.965800244
6.05	0.361	270.08	0.798385	14.07	134750	0.35	385000	0.965887966
6.05	0.361	280.03	0.779657	14.77	134750	0.35	385000	0.965125033
6.05	0.361	280.47	0.779657	14.77	134750	0.35	385000	0.965026278
6.05	0.361	282.71	0.776738	14.88	134750	0.35	385000	0.964766817
6.05	0.361	280.33	0.776738	14.88	200200	0.35	572000	0.984539343
6.05	0.361	301.07	0.754198	15.72	200200	0.35	572000	0.982916807
6.05	0.361	301.52	0.754198	15.72	200200	0.35	572000	0.982857943
6.05	0.361	309.17	0.744601	16.08	200200	0.35	572000	0.982367848
6.05	0.361	309.2351	0.744601	16.08	200200	0.35	572000	0.982358905
6.05	0.361	325.6906	0.730569	16.61	200200	0.35	572000	0.98100675
6.05	0.361	318.5224	0.730569	16.61	200200	0.35	572000	0.981929522
6.05	0.361	337.7901	0.710756	17.35	200200	0.35	572000	0.980627115
6.05	0.361	339.0317	0.710756	17.35	250950	0.35	717000	0.988901426
6.05	0.361	350.0998	0.696449	17.89	250950	0.35	717000	0.988516159
6.05	0.361	345.3527	0.696449	17.89	250950	0.35	717000	0.98896175
6.05	0.361	353.3359	0.684908	18.32	250950	0.35	717000	0.988762194

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	352.482 6	0.68490 8	18.32	250950	0.35	717000	0.988840932
6.05	0.361	353.502 1	0.67075 8	18.85	250950	0.35	717000	0.989419544
6.05	0.361	355.51	0.67075 8	18.85	250950	0.35	717000	0.989238618
6.05	0.361	358.79	0.66113 5	19.21	250950	0.35	717000	0.989407306
6.05	0.361	358.90	0.66113 5	19.21	250950	0.35	717000	0.989397168
6.05	0.361	360.21	0.65670 6	19.37	250950	0.35	717000	0.989494735
6.05	0.361	360.11	0.65670 6	19.37	250950	0.35	717000	0.989503771
6.05	0.361	365.90	0.64398 6	19.85	250950	0.35	717000	0.989618427
6.05	0.361	389.88	0.60392 4	21.35	172550	0.35	493000	0.974675803
6.05	0.361	391.24	0.60207 2	21.42	172550	0.35	493000	0.974656516
6.05	0.361	391.33	0.60207 2	21.42	172550	0.35	493000	0.974644816
6.05	0.361	405.49	0.58293 4	22.14	172550	0.35	493000	0.974482712
6.05	0.361	405.49	0.58293 4	22.14	172550	0.35	493000	0.974482124
6.05	0.361	411.41	0.57554 9	22.41	172550	0.35	493000	0.974394738
6.05	0.361	411.47	0.57554 9	22.41	172550	0.35	493000	0.974387895
6.05	0.361	423.93	0.56015 2	22.99	172550	0.35	493000	0.974250578
6.05	0.361	423.93	0.56015 2	22.99	172550	0.35	493000	0.974250598
6.05	0.361	436.85	0.58521 5	23.60	172550	0.35	493000	0.970356581
6.05	0.361	436.85	0.58521 5	23.60	172550	0.35	493000	0.970356448
6.05	0.361	441.23	0.58352 9	23.81	172550	0.35	493000	0.969963014

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	441.23	0.58352 ₉	23.81	172550	0.35	493000	0.969962433
6.05	0.361	450.29	0.57982 ₈	24.27	172550	0.35	493000	0.969177709
6.05	0.361	450.29	0.57982 ₈	24.27	172550	0.35	493000	0.969177667
6.05	0.361	456.74	0.57707 ₁	24.62	172550	0.35	493000	0.968637651
6.05	0.361	456.73	0.57707 ₁	24.62	172550	0.35	493000	0.968638547
6.05	0.361	459.58	0.57581 ₇	24.77	172550	0.35	493000	0.96840529
6.05	0.361	459.58	0.57581 ₇	24.77	172550	0.35	493000	0.968405858
6.05	0.361	471.52	0.57064 ₉	25.42	172550	0.35	493000	0.967435882
6.05	0.361	471.52	0.57064 ₉	25.42	172550	0.35	493000	0.967436237
6.05	0.361	481.33	0.56645 ₅	25.94	172550	0.35	493000	0.966649929
6.05	0.361	481.32	0.56645 ₅	25.94	172550	0.35	493000	0.966652075
6.05	0.361	486.58	0.56424 ₃	26.22	172550	0.35	493000	0.966232825
6.05	0.361	486.58	0.56424 ₃	26.22	172550	0.35	493000	0.966232612
6.05	0.361	498.26	0.55946	26.82	172550	0.35	493000	0.965304182
6.05	0.361	498.26	0.55946	26.82	172550	0.35	493000	0.965304498
6.05	0.361	502.27	0.55784 ₉	27.02	172550	0.35	493000	0.964986799
6.05	0.361	502.27	0.55784 ₉	27.02	172550	0.35	493000	0.964987881
6.05	0.361	504.12	0.55710 ₄	27.11	172550	0.35	493000	0.964841473
6.05	0.361	504.10	0.55710 ₄	27.11	172550	0.35	493000	0.964844193
6.05	0.361	518.17	0.55146 ₄	27.82	172550	0.35	493000	0.963752688
6.05	0.361	518.12	0.55146 ₄	27.82	172550	0.35	493000	0.963759122

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	526.74	0.54777 6	28.28	172550	0.35	493000	0.963132235
6.05	0.361	526.71	0.54777 6	28.28	172550	0.35	493000	0.963136462
6.05	0.361	533.03	0.54512 7	28.61	172550	0.35	493000	0.962678903
6.05	0.361	532.88	0.54512 7	28.61	172550	0.35	493000	0.962696885
6.05	0.361	545.79	0.53962 1	29.30	172550	0.35	493000	0.961793646
6.05	0.361	545.81	0.53962 1	29.30	172550	0.35	493000	0.961790981
6.05	0.361	547.44	0.53893	29.38	172550	0.35	493000	0.96167875
6.05	0.361	547.31	0.53893	29.38	172550	0.35	493000	0.961693754
6.05	0.361	548.06	0.53860 3	29.42	172550	0.35	493000	0.961643698
6.05	0.361	547.62	0.53860 3	29.42	172550	0.35	493000	0.961697196
6.05	0.361	560.16	0.53295 1	30.13	172550	0.35	493000	0.960890171
6.05	0.361	560.05	0.53295 1	30.13	172550	0.35	493000	0.960903418
6.05	0.361	565.24	0.53001 8	30.50	172550	0.35	493000	0.960653422
6.05	0.361	565.23	0.53001 8	30.50	172550	0.35	493000	0.960655094
6.05	0.361	569.00	0.52781 6	30.77	172550	0.35	493000	0.960486977
6.05	0.361	569.00	0.52781 6	30.77	172550	0.35	493000	0.960486442
6.05	0.361	574.16	0.52482 1	31.15	172550	0.35	493000	0.960259904
6.05	0.361	574.17	0.52482 1	31.15	172550	0.35	493000	0.960259319
6.05	0.361	576.96	0.52316 7	31.35	172550	0.35	493000	0.960144083
6.05	0.361	655.76	0.48715 6	35.86	600250	0.35	171500 0	1.002696102
6.05	0.361	670.41	0.48111 8	36.61	600250	0.35	171500 0	1.002538597

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	670.72	0.481118	36.61	600250	0.35	1715000	1.002530812
6.05	0.361	751.35	0.447144	40.86	600250	0.35	1715000	1.001851323
6.05	0.361	885.15	0.387126	48.36	600250	0.35	1715000	1.001506665
6.05	0.361	946.22	0.361044	51.62	600250	0.35	1715000	1.001559937
6.05	0.361	946.21	0.361044	51.62	600250	0.35	1715000	1.001560121
6.05	0.361	1023.51	0.328308	55.71	600250	0.35	1715000	1.001848063
6.05	0.361	1023.51	0.328308	55.71	600250	0.35	1715000	1.001848119
6.05	0.361	1075.40	0.3064	58.45	600250	0.35	1715000	1.002182704
6.05	0.361	1075.41	0.3064	58.45	600250	0.35	1715000	1.002182597
6.05	0.361	1155.21	0.272817	62.65	600250	0.35	1715000	1.002915174
6.05	0.361	1155.22	0.272817	62.65	600250	0.35	1715000	1.002915015
6.05	0.361	1187.33	0.259336	64.33	600250	0.35	1715000	1.003283466
6.05	0.361	1187.35	0.259336	64.33	600250	0.35	1715000	1.003283151
6.05	0.361	1284.96	0.218421	69.45	600250	0.35	1715000	1.004658893
6.05	0.361	1284.99	0.218421	69.45	600250	0.35	1715000	1.004658586
6.05	0.361	1303.58	0.210643	70.42	600250	0.35	1715000	1.004963029
6.05	0.361	1303.61	0.210643	70.42	600250	0.35	1715000	1.004962764
6.05	0.361	1383.22	0.177436	74.57	600250	0.35	1715000	1.006412518

 11.1.2.1.2.2. Profilo lato valle

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
6.735662	5	2.39	-0.08399	0.61087	-0.035	3.796E-06	5.95
7.729156	5	3.77	-0.13013	0.61087	-0.035	5.969E-06	5.95
8.230238	5	4.46	-0.15286	0.61087	-0.034	7.067E-06	5.95
37.58221	5	45.72	-0.81019	0.61087	-0.018	7.154E-05	5.95
37.54259	5	45.67	-0.81026	0.61087	-0.018	7.145E-05	5.95
44.6526	5	55.87	-0.75579	0.61087	-0.014	8.71E-05	5.95
44.60528	5	55.81	-0.75648	0.61087	-0.014	8.699E-05	5.95
57.54791	5	74.62	-0.42415	0.61087	-0.006	0.0001155	5.95
57.53964	5	74.61	-0.42447	0.61087	-0.006	0.0001155	5.95
68.36166	5	90.59	0.097697	0.61087	0.001	0.0001394	5.95
68.36311	5	90.59	0.097786	0.61087	0.001	0.0001394	5.95
73.87735	5	98.82	0.453772	0.61087	0.005	0.0001515	5.95
73.87775	5	98.82	0.453801	0.61087	0.005	0.0001515	5.95
79.12585	5	106.71	0.850902	0.61087	0.008	0.0001631	5.95
79.1265	5	106.71	0.850956	0.61087	0.008	0.0001631	5.95
85.16899	5	115.87	1.380485	0.61087	0.012	0.0001765	5.95
85.19851	5	115.92	1.383384	0.61087	0.012	0.0001766	5.95
94.41476	5	130.04	2.34565	0.61087	0.018	0.000197	5.95
94.4311	5	130.07	2.347612	0.61087	0.018	0.000197	5.95
96.38868	5	133.09	2.576908	0.61087	0.019	0.0002013	5.95
96.38298	5	133.08	2.576197	0.61087	0.019	0.0002013	5.95
98.27492	5	136.01	2.799486	0.61087	0.021	0.0002054	5.95
98.27528	5	136.01	2.799533	0.61087	0.021	0.0002054	5.95
107.7957	5	150.72	3.913593	0.61087	0.026	0.0002229	5.95
107.7944	5	150.72	3.913403	0.61087	0.026	0.0002229	5.95
117.2062	5	165.40	5.154975	0.61087	0.031	0.0002397	5.95
117.2106	5	165.41	5.155711	0.61087	0.031	0.0002397	5.95
119.5387	5	169.06	5.483715	0.61087	0.032	0.0002438	5.95
119.5405	5	169.06	5.484042	0.61087	0.032	0.0002438	5.95
122.0132	5	172.95	5.842376	0.61087	0.034	0.000248	5.95
122.0262	5	172.98	5.844705	0.61087	0.034	0.0002481	5.95
131.6669	5	188.23	7.333726	0.61087	0.039	0.0002644	5.95
131.6651	5	188.23	7.333376	0.61087	0.039	0.0002644	5.95
137.9736	5	198.31	8.408136	0.61087	0.042	0.0002752	5.95
137.9329	5	198.25	8.399395	0.61087	0.042	0.0002751	5.95
142.7537	5	206.01	9.276259	0.61087	0.045	0.0002834	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
142.6108	5	205.77	9.244083	0.61087	0.045	0.0002831	5.95
159.098	5	233.02	12.94272	0.61087	0.056	0.0003157	5.95
155.5799	5	227.06	12.01093	0.61087	0.053	0.0003076	5.95
156.0126	5	227.78	12.10758	0.61087	0.053	0.0003084	5.95
179.0588	0	234.62	5.436673	0.66323	0.023	0.0002138	5.95
178.3147	0	233.54	5.307473	0.66323	0.023	0.0002124	5.95
176.8774	0	231.52	5.132032	0.66323	0.022	0.0002105	5.95
175.0398	0	228.64	4.600177	0.66323	0.020	0.0002038	5.95
175.1326	0	228.77	4.610795	0.66323	0.020	0.0002039	5.95
175.4925	0	229.28	4.66407	0.66323	0.020	0.0002046	5.95
174.7332	0	228.23	4.5776	0.66323	0.020	0.0002036	5.95
175.1645	0	228.92	4.719072	0.66323	0.021	0.0002055	5.95
175.0281	0	228.73	4.703699	0.66323	0.021	0.0002053	5.95
175.1548	0	228.93	4.744081	0.66323	0.021	0.0002058	5.95
175.3026	0	229.14	4.760815	0.66323	0.021	0.000206	5.95
175.412	0	229.30	4.780504	0.66323	0.021	0.0002062	5.95
175.36	0	229.23	4.774715	0.66323	0.021	0.0002062	5.95
176.7984	0	231.30	5.007533	0.66323	0.022	0.0002089	5.95
176.8182	0	231.33	5.00984	0.66323	0.022	0.0002089	5.95
177.6479	0	232.50	5.123953	0.66323	0.022	0.0002101	5.95
177.6496	0	232.51	5.124153	0.66323	0.022	0.0002101	5.95
179.4148	0	234.99	5.352119	0.66323	0.023	0.0002125	5.95
179.4164	0	234.99	5.35229	0.66323	0.023	0.0002125	5.95
181.3125	0	237.65	5.585059	0.66323	0.024	0.0002149	5.95
181.3116	0	237.65	5.58497	0.66323	0.024	0.0002149	5.95
182.7556	0	239.67	5.757598	0.66323	0.024	0.0002166	5.95
182.7573	0	239.68	5.757822	0.66323	0.024	0.0002166	5.95
185.4693	0	243.46	6.073983	0.66323	0.025	0.0002196	5.95
185.4705	0	243.47	6.074181	0.66323	0.025	0.0002196	5.95
186.4303	0	244.80	6.184041	0.66323	0.025	0.0002206	5.95
186.4309	0	244.80	6.184178	0.66323	0.025	0.0002206	5.95
189.5288	0	249.12	6.530792	0.66323	0.026	0.0002237	5.95
189.543	0	249.14	6.532568	0.66323	0.026	0.0002238	5.95
189.9477	0	249.70	6.576581	0.66323	0.026	0.0002241	5.95
189.9723	0	249.73	6.579594	0.66323	0.026	0.0002242	5.95
191.5816	0	251.97	6.753325	0.66323	0.027	0.0002256	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
191.5768	0	251.96	6.75274	0.66323	0.027	0.0002256	5.95
192.0353	0	252.60	6.801863	0.66323	0.027	0.0002261	5.95
181.1131	0	252.58	3.296825	0.62832	0.013	0.0001803	5.95
181.4074	0	253.00	3.318794	0.62832	0.013	0.0001805	5.95
181.4084	0	253.01	3.318877	0.62832	0.013	0.0001805	5.95
183.005	0	255.32	3.435774	0.62832	0.013	0.0001817	5.95
183.0069	0	255.32	3.435968	0.62832	0.013	0.0001817	5.95
183.376	0	255.86	3.462473	0.62832	0.014	0.0001819	5.95
183.3804	0	255.86	3.462914	0.62832	0.014	0.0001819	5.95
184.2351	0	257.10	3.523596	0.62832	0.014	0.0001825	5.95
184.2348	0	257.10	3.523588	0.62832	0.014	0.0001825	5.95
186.3863	0	260.21	3.671397	0.62832	0.014	0.0001839	5.95
186.3458	0	260.15	3.667898	0.62832	0.014	0.0001838	5.95
188.2958	0	262.97	3.798891	0.62832	0.014	0.000185	5.95
188.2795	0	262.94	3.797466	0.62832	0.014	0.000185	5.95
189.5628	0	264.79	3.881654	0.62832	0.015	0.0001857	5.95
189.5791	0	264.82	3.883155	0.62832	0.015	0.0001857	5.95
190.7939	0	266.57	3.96138	0.62832	0.015	0.0001864	5.95
190.7871	0	266.56	3.960797	0.62832	0.015	0.0001864	5.95
193.0491	0	269.81	4.098516	0.62832	0.015	0.0001875	5.95
193.0561	0	269.82	4.099155	0.62832	0.015	0.0001875	5.95
195.7317	0	273.65	4.247292	0.62832	0.016	0.0001886	5.95
195.7213	0	273.63	4.2464	0.62832	0.016	0.0001886	5.95
196.4394	0	274.66	4.28487	0.62832	0.016	0.0001889	5.95
193.7744	0	278.69	11.98574	0.62832	0.043	0.0002771	5.95
194.5002	0	279.75	12.0454	0.62832	0.043	0.0002773	5.95
194.5006	0	279.75	12.04554	0.62832	0.043	0.0002773	5.95
197.6265	0	284.29	12.28279	0.62832	0.043	0.0002777	5.95
197.6259	0	284.29	12.28268	0.62832	0.043	0.0002777	5.95
200.0706	0	289.44	14.07041	0.62832	0.049	0.0002945	5.95
200.0521	0	289.42	14.06705	0.62832	0.049	0.0002945	5.95
200.3316	0	289.87	14.13893	0.62832	0.049	0.000295	5.95
200.277	0	289.79	14.12885	0.62832	0.049	0.0002949	5.95
200.7113	0	290.50	14.2396	0.62832	0.049	0.0002957	5.95
200.7962	0	290.63	14.2555	0.62832	0.049	0.0002958	5.95
203.8543	0	295.64	15.05857	0.62832	0.051	0.0003016	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
203.8656	0	295.66	15.06082	0.62832	0.051	0.0003017	5.95
206.3011	0	299.63	15.68067	0.62832	0.052	0.0003059	5.95
206.3165	0	299.65	15.68366	0.62832	0.052	0.0003059	5.95
208.3816	0	303.03	16.21512	0.62832	0.054	0.0003095	5.95
208.4129	0	303.08	16.22148	0.62832	0.054	0.0003096	5.95
211.3564	0	307.92	17.0155	0.62832	0.055	0.0003148	5.95
211.2667	0	307.78	16.9973	0.62832	0.055	0.0003147	5.95
212.3523	0	309.59	17.31399	0.62832	0.056	0.0003169	5.95
212.3344	0	309.56	17.31049	0.62832	0.056	0.0003169	5.95
212.8407	0	310.41	17.45529	0.62832	0.056	0.0003178	5.95
212.838	0	310.40	17.45489	0.62832	0.056	0.0003178	5.95
216.4134	0	316.34	18.47023	0.62832	0.058	0.0003243	5.95
216.4305	0	316.37	18.47396	0.62832	0.058	0.0003244	5.95
216.6983	0	316.81	18.54838	0.62832	0.059	0.0003248	5.95
216.6869	0	316.79	18.54609	0.62832	0.059	0.0003248	5.95
220.2158	0	322.62	19.52392	0.62832	0.061	0.0003308	5.95
220.2193	0	322.63	19.52473	0.62832	0.061	0.0003308	5.95
220.3458	0	322.84	19.55964	0.62832	0.061	0.000331	5.95
220.3414	0	322.83	19.55872	0.62832	0.061	0.000331	5.95
223.3889	0	327.87	20.39867	0.62832	0.062	0.0003359	5.95
223.3846	0	327.86	20.39778	0.62832	0.062	0.0003359	5.95
223.5833	0	328.19	20.45255	0.62832	0.062	0.0003362	5.95
223.5861	0	328.19	20.45324	0.62832	0.062	0.0003362	5.95
226.1207	0	332.38	21.15258	0.62832	0.064	0.0003402	5.95
226.1207	0	332.38	21.1526	0.62832	0.064	0.0003402	5.95
229.3537	0	337.72	22.04455	0.62832	0.065	0.000345	5.95
229.3652	0	337.74	22.04729	0.62832	0.065	0.0003451	5.95
229.7886	0	338.44	22.16437	0.62832	0.065	0.0003457	5.95
229.8034	0	338.47	22.16789	0.62832	0.065	0.0003457	5.95
230.5713	0	339.73	22.38073	0.62832	0.066	0.0003468	5.95
230.5808	0	339.75	22.38298	0.62832	0.066	0.0003469	5.95
233.409	0	344.42	23.16264	0.62832	0.067	0.0003509	5.95
233.4027	0	344.41	23.16128	0.62832	0.067	0.0003509	5.95
234.7354	0	346.61	23.52815	0.62832	0.068	0.0003528	5.95
234.7382	0	346.62	23.52882	0.62832	0.068	0.0003528	5.95
236.795	0	350.01	24.09457	0.62832	0.069	0.0003557	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
236.795	0	350.01	24.09457	0.62832	0.069	0.0003557	5.95
239.2274	0	354.03	24.76187	0.62832	0.070	0.0003589	5.95
239.2431	0	354.06	24.76575	0.62832	0.070	0.000359	5.95
239.7587	0	354.91	24.90692	0.62832	0.070	0.0003596	5.95
239.7603	0	354.91	24.90744	0.62832	0.070	0.0003596	5.95
240.6396	0	356.36	25.14812	0.62832	0.071	0.0003608	5.95
240.6396	0	356.36	25.14815	0.62832	0.071	0.0003608	5.95
242.4931	0	359.42	25.65402	0.62832	0.071	0.0003632	5.95
257.8359	0	352.47	-2.41443	0.62832	-0.007	0.0001113	5.95
259.4549	0	354.72	-2.39317	0.62832	-0.007	0.0001117	5.95
259.374	0	354.60	-2.39431	0.62832	-0.007	0.0001117	5.95
273.2009	0	373.81	-2.22105	0.62832	-0.006	0.0001146	5.95
273.1478	0	373.73	-2.22187	0.62832	-0.006	0.0001146	5.95
283.5384	0	388.15	-2.10293	0.62832	-0.005	0.0001165	5.95
283.7812	0	388.49	-2.09869	0.62832	-0.005	0.0001165	5.95
291.7527	0	399.55	-2.01694	0.62832	-0.005	0.0001178	5.95
337.3361	0	462.38	-1.92601	0.62832	-0.004	0.0001209	5.95
362.6432	0	497.02	-2.11688	0.62832	-0.004	0.0001206	5.95
362.6499	0	497.03	-2.11659	0.62832	-0.004	0.0001206	5.95
370.7788	0	508.10	-2.22823	0.62832	-0.004	0.0001201	5.95
370.7887	0	508.12	-2.22778	0.62832	-0.004	0.0001201	5.95
402.9739	0	551.71	-2.93798	0.62832	-0.005	0.0001168	5.95
402.9777	0	551.71	-2.93791	0.62832	-0.005	0.0001168	5.95
405.9994	0	555.78	-3.02761	0.62832	-0.005	0.0001164	5.95
406.0081	0	555.79	-3.02747	0.62832	-0.005	0.0001164	5.95
406.5599	0	556.54	-3.04437	0.62832	-0.005	0.0001163	5.95
406.5417	0	556.51	-3.04466	0.62832	-0.005	0.0001163	5.95
442.4941	0	604.58	-4.46328	0.62832	-0.007	0.0001094	5.95
442.5034	0	604.59	-4.463	0.62832	-0.007	0.0001094	5.95
447.6289	0	611.39	-4.71758	0.62832	-0.008	0.0001082	5.95
447.6343	0	611.40	-4.71735	0.62832	-0.008	0.0001082	5.95
480.4613	0	654.61	-6.68517	0.62832	-0.010	9.921E-05	5.95
480.4682	0	654.62	-6.68499	0.62832	-0.010	9.922E-05	5.95
488.2569	0	664.79	-7.23731	0.62832	-0.011	9.676E-05	5.95
488.2652	0	664.80	-7.23714	0.62832	-0.011	9.676E-05	5.95
520.3016	0	706.26	-9.87772	0.62832	-0.014	8.541E-05	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
520.3078	0	706.26	-9.87763	0.62832	-0.014	8.541E-05	5.95
528.1965	0	716.38	-10.6167	0.62832	-0.015	8.233E-05	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G ₀	G ₀	$\tau_d/\tau_{d,0}$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	2.395	0.975	3.215	134750	0.350	385000	1.017
6.050	0.361	3.768	0.975	3.256	134750	0.350	385000	1.017
6.050	0.361	4.460	0.975	3.256	134750	0.350	385000	1.017
6.050	0.361	45.722	0.963	4.848	134750	0.350	385000	1.009
6.050	0.361	45.665	0.963	4.848	134750	0.350	385000	1.009
6.050	0.361	55.874	0.959	5.311	134750	0.350	385000	1.007
6.050	0.361	55.806	0.959	5.311	134750	0.350	385000	1.007
6.050	0.361	74.622	0.953	6.186	134750	0.350	385000	1.003
6.050	0.361	74.610	0.953	6.186	134750	0.350	385000	1.003
6.050	0.361	90.588	0.947	6.952	134750	0.350	385000	0.999
6.050	0.361	90.590	0.947	6.952	134750	0.350	385000	0.999
6.050	0.361	98.821	0.944	7.350	134750	0.350	385000	0.998
6.050	0.361	98.821	0.944	7.350	134750	0.350	385000	0.998
6.050	0.361	106.714	0.941	7.736	134750	0.350	385000	0.996
6.050	0.361	106.715	0.941	7.736	134750	0.350	385000	0.996
6.050	0.361	115.874	0.937	8.185	134750	0.350	385000	0.994
6.050	0.361	115.919	0.937	8.185	134750	0.350	385000	0.994
6.050	0.361	130.043	0.932	8.881	134750	0.350	385000	0.991
6.050	0.361	130.068	0.932	8.881	134750	0.350	385000	0.991
6.050	0.361	133.093	0.931	9.028	134750	0.350	385000	0.990
6.050	0.361	133.085	0.931	9.028	134750	0.350	385000	0.990
6.050	0.361	136.010	0.929	9.169	134750	0.350	385000	0.990
6.050	0.361	136.010	0.929	9.169	134750	0.350	385000	0.990
6.050	0.361	150.721	0.910	9.877	134750	0.350	385000	0.987
6.050	0.361	150.719	0.910	9.877	134750	0.350	385000	0.987

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	165.402	0.892	10.567	134750	0.350	385000	0.984
6.050	0.361	165.409	0.892	10.567	134750	0.350	385000	0.984
6.050	0.361	169.062	0.887	10.737	134750	0.350	385000	0.984
6.050	0.361	169.065	0.887	10.737	134750	0.350	385000	0.984
6.050	0.361	172.955	0.883	10.914	134750	0.350	385000	0.983
6.050	0.361	172.975	0.883	10.914	134750	0.350	385000	0.983
6.050	0.361	188.233	0.865	11.589	134750	0.350	385000	0.980
6.050	0.361	188.230	0.865	11.589	134750	0.350	385000	0.980
6.050	0.361	198.314	0.854	11.983	134750	0.350	385000	0.979
6.050	0.361	198.247	0.854	11.983	134750	0.350	385000	0.979
6.050	0.361	206.009	0.847	12.261	134750	0.350	385000	0.977
6.050	0.361	205.773	0.847	12.261	134750	0.350	385000	0.977
6.050	0.361	233.017	0.834	12.740	134750	0.350	385000	0.972
6.050	0.361	227.061	0.834	12.740	134750	0.350	385000	0.973
6.050	0.361	227.776	0.833	12.758	134750	0.350	385000	0.973
6.050	0.361	234.621	0.833	12.758	200200	0.350	572000	0.988
6.050	0.361	233.512	0.832	12.824	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	231.497	0.832	12.824	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	228.712	0.815	13.451	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	228.842	0.815	13.451	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	230.653	0.811	13.599	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	229.597	0.811	13.599	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	236.521	0.794	14.223	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	236.331	0.794	14.223	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	238.528	0.789	14.422	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	238.736	0.789	14.422	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	239.487	0.787	14.481	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	239.416	0.787	14.481	200200	0.350	572000	0.990
6.050	0.361	248.142	0.770	15.147	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	248.171	0.770	15.147	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	251.783	0.763	15.390	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	251.786	0.763	15.390	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	258.498	0.752	15.813	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	258.500	0.752	15.813	200200	0.350	572000	0.989
6.050	0.361	264.870	0.742	16.184	200200	0.350	572000	0.988
6.050	0.361	264.869	0.742	16.184	200200	0.350	572000	0.988

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	269.442	0.735	16.439	200200	0.350	572000	0.988
6.050	0.361	269.445	0.735	16.439	200200	0.350	572000	0.988
6.050	0.361	277.722	0.723	16.888	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	277.725	0.723	16.888	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	280.592	0.719	17.041	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	280.594	0.719	17.041	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	289.782	0.706	17.529	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	289.803	0.706	17.529	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	291.059	0.704	17.598	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	291.094	0.704	17.598	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	295.901	0.697	17.856	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	295.894	0.697	17.856	200200	0.350	572000	0.987
6.050	0.361	297.237	0.695	17.926	200200	0.350	572000	0.986
6.050	0.361	297.219	0.695	17.926	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	298.127	0.694	17.974	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	298.129	0.694	17.974	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	303.077	0.687	18.238	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	303.080	0.687	18.238	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	304.236	0.685	18.300	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	304.244	0.685	18.300	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	306.916	0.682	18.443	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	306.916	0.682	18.443	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	313.669	0.672	18.807	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	313.611	0.672	18.807	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	319.520	0.664	19.117	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	319.496	0.664	19.117	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	323.338	0.658	19.316	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	323.364	0.658	19.316	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	326.972	0.653	19.501	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	326.962	0.653	19.501	250950	0.350	717000	0.993
6.050	0.361	333.816	0.644	19.861	250950	0.350	717000	0.992
6.050	0.361	333.827	0.644	19.861	250950	0.350	717000	0.992
6.050	0.361	342.146	0.632	20.310	250950	0.350	717000	0.992
6.050	0.361	342.132	0.632	20.310	250950	0.350	717000	0.992
6.050	0.361	344.329	0.629	20.427	250950	0.350	717000	0.992
6.050	0.361	371.045	0.589	21.927	172550	0.350	493000	0.978

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	373.330	0.585	22.049	172550	0.350	493000	0.978
6.050	0.361	373.331	0.585	22.049	172550	0.350	493000	0.978
6.050	0.361	383.124	0.571	22.574	172550	0.350	493000	0.978
6.050	0.361	383.123	0.571	22.574	172550	0.350	493000	0.978
6.050	0.361	394.281	0.589	23.174	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	394.253	0.589	23.174	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	395.251	0.588	23.228	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	395.166	0.588	23.228	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	396.686	0.588	23.309	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	396.820	0.588	23.309	172550	0.350	493000	0.975
6.050	0.361	408.038	0.583	23.930	172550	0.350	493000	0.974
6.050	0.361	408.057	0.583	23.930	172550	0.350	493000	0.974
6.050	0.361	416.234	0.579	24.350	172550	0.350	493000	0.973
6.050	0.361	416.258	0.579	24.350	172550	0.350	493000	0.973
6.050	0.361	423.229	0.576	24.709	172550	0.350	493000	0.973
6.050	0.361	423.280	0.576	24.709	172550	0.350	493000	0.973
6.050	0.361	434.139	0.572	25.310	172550	0.350	493000	0.972
6.050	0.361	433.998	0.572	25.310	172550	0.350	493000	0.972
6.050	0.361	438.716	0.569	25.600	172550	0.350	493000	0.972
6.050	0.361	438.689	0.569	25.600	172550	0.350	493000	0.972
6.050	0.361	440.797	0.568	25.727	172550	0.350	493000	0.971
6.050	0.361	440.794	0.568	25.727	172550	0.350	493000	0.971
6.050	0.361	455.417	0.561	26.595	172550	0.350	493000	0.970
6.050	0.361	455.446	0.561	26.595	172550	0.350	493000	0.970
6.050	0.361	456.482	0.561	26.654	172550	0.350	493000	0.970
6.050	0.361	456.466	0.561	26.654	172550	0.350	493000	0.970
6.050	0.361	469.964	0.555	27.419	172550	0.350	493000	0.969
6.050	0.361	469.970	0.555	27.419	172550	0.350	493000	0.969
6.050	0.361	470.447	0.554	27.446	172550	0.350	493000	0.969
6.050	0.361	470.440	0.554	27.446	172550	0.350	493000	0.969
6.050	0.361	481.830	0.549	28.081	172550	0.350	493000	0.968
6.050	0.361	481.824	0.549	28.081	172550	0.350	493000	0.968
6.050	0.361	482.564	0.549	28.122	172550	0.350	493000	0.968
6.050	0.361	482.570	0.549	28.122	172550	0.350	493000	0.968
6.050	0.361	492.008	0.545	28.646	172550	0.350	493000	0.968
6.050	0.361	492.008	0.545	28.646	172550	0.350	493000	0.968

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	503.991	0.540	29.309	172550	0.350	493000	0.967
6.050	0.361	504.011	0.540	29.309	172550	0.350	493000	0.967
6.050	0.361	505.587	0.539	29.397	172550	0.350	493000	0.967
6.050	0.361	505.612	0.539	29.397	172550	0.350	493000	0.967
6.050	0.361	508.491	0.538	29.557	172550	0.350	493000	0.967
6.050	0.361	508.507	0.538	29.557	172550	0.350	493000	0.966
6.050	0.361	518.937	0.533	30.133	172550	0.350	493000	0.966
6.050	0.361	518.928	0.533	30.133	172550	0.350	493000	0.966
6.050	0.361	523.812	0.531	30.401	172550	0.350	493000	0.965
6.050	0.361	523.817	0.531	30.401	172550	0.350	493000	0.965
6.050	0.361	531.352	0.527	30.814	172550	0.350	493000	0.965
6.050	0.361	531.352	0.527	30.814	172550	0.350	493000	0.965
6.050	0.361	540.201	0.524	31.296	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	540.227	0.524	31.296	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	542.087	0.523	31.397	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	542.092	0.523	31.397	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	545.270	0.521	31.570	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	545.270	0.521	31.570	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	551.913	0.519	31.928	172550	0.350	493000	0.964
6.050	0.361	632.593	0.483	36.428	600313	0.350	1715180	1.003
6.050	0.361	637.424	0.481	36.686	600313	0.350	1715181	1.003
6.050	0.361	637.316	0.481	36.686	600314	0.350	1715182	1.003
6.050	0.361	677.315	0.464	38.766	600314	0.350	1715183	1.003
6.050	0.361	677.245	0.464	38.766	600314	0.350	1715184	1.003
6.050	0.361	706.675	0.452	40.268	600315	0.350	1715185	1.003
6.050	0.361	707.013	0.452	40.268	600315	0.350	1715186	1.003
6.050	0.361	729.663	0.443	41.429	600315	0.350	1715187	1.003
6.050	0.361	866.605	0.383	48.929	600319	0.350	1715196	1.002
6.050	0.361	939.517	0.352	52.762	600319	0.350	1715197	1.002
6.050	0.361	939.536	0.352	52.762	600319	0.350	1715198	1.002
6.050	0.361	962.871	0.342	53.988	600320	0.350	1715199	1.002
6.050	0.361	962.900	0.342	53.988	600320	0.350	1715200	1.002
6.050	0.361	1054.428	0.304	58.788	600320	0.350	1715201	1.003
6.050	0.361	1054.434	0.304	58.788	600321	0.350	1715202	1.003
6.050	0.361	1062.961	0.300	59.234	600321	0.350	1715203	1.003
6.050	0.361	1062.974	0.300	59.234	600321	0.350	1715204	1.003

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.050	0.361	1064.528	0.299	59.315	600322	0.350	1715205	1.003
6.050	0.361	1064.504	0.299	59.315	600322	0.350	1715206	1.003
6.050	0.361	1164.914	0.258	64.554	600322	0.350	1715207	1.004
6.050	0.361	1164.939	0.258	64.554	600323	0.350	1715208	1.004
6.050	0.361	1179.093	0.252	65.290	600323	0.350	1715209	1.004
6.050	0.361	1179.112	0.252	65.290	600324	0.350	1715210	1.004
6.050	0.361	1268.899	0.214	69.953	600324	0.350	1715211	1.005
6.050	0.361	1268.920	0.214	69.953	600324	0.350	1715212	1.005
6.050	0.361	1289.977	0.206	71.042	600325	0.350	1715213	1.005
6.050	0.361	1289.999	0.206	71.042	600325	0.350	1715214	1.005
6.050	0.361	1375.706	0.170	75.473	600325	0.350	1715215	1.007
6.050	0.361	1375.725	0.170	75.473	600326	0.350	1715216	1.007
6.050	0.361	1396.584	0.162	76.546	600326	0.350	1715217	1.007

11.1.2.1.2.3. Profilo in asse

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'₀	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
104.2275	0	146.09	2.628671	0.62832	0.018	0.0001968	5.95
91.28613	0	127.48	1.839404	0.62832	0.014	0.0001849	5.95
93.38014	0	130.48	1.95138	0.62832	0.015	0.0001867	5.95
94.3646	0	131.87	1.991823	0.62832	0.015	0.0001872	5.95
93.59667	0	130.77	1.950137	0.62832	0.015	0.0001866	5.95
96.48349	0	134.89	2.094436	0.62832	0.016	0.0001886	5.95
95.04268	0	132.83	2.01489	0.62832	0.015	0.0001874	5.95
80.23535	0	111.69	1.259631	0.62832	0.011	0.0001743	5.95
73.91668	0	102.74	1.005031	0.62832	0.010	0.0001693	5.95
83.27075	0	115.98	1.369515	0.62832	0.012	0.0001761	5.95
112.087	0	161.16	6.890283	0.62832	0.043	0.0002763	5.95
111.9908	0	160.96	6.814894	0.62832	0.042	0.000275	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
111.3207	0	159.95	6.733824	0.62832	0.042	0.0002743	5.95
105.3023	0	150.85	5.914666	0.62832	0.039	0.0002652	5.95
107.7019	0	154.42	6.18377	0.62832	0.040	0.0002678	5.95
117.9465	0	169.58	7.245099	0.62832	0.043	0.0002762	5.95
121.6729	0	175.18	7.710037	0.62832	0.044	0.0002802	5.95
130.6779	0	189.73	9.86401	0.62832	0.052	0.0003049	5.95
131.5561	0	191.07	9.996356	0.62832	0.052	0.0003059	5.95
135.7765	0	197.60	10.71505	0.62832	0.054	0.0003117	5.95
137.4809	0	200.21	10.98495	0.62832	0.055	0.0003137	5.95
143.7942	0	210.05	12.13182	0.62832	0.058	0.0003224	5.95
143.2577	0	209.22	12.04166	0.62832	0.058	0.0003218	5.95
147.7682	0	216.28	12.89495	0.62832	0.060	0.0003281	5.95
146.9944	0	215.08	12.7605	0.62832	0.059	0.0003272	5.95
149.4253	0	218.95	13.28004	0.62832	0.061	0.0003312	5.95
149.1557	0	218.53	13.2324	0.62832	0.061	0.0003309	5.95
149.2606	0	218.81	13.36781	0.62832	0.061	0.0003325	5.95
148.9854	0	218.38	13.31918	0.62832	0.061	0.0003322	5.95
148.1468	0	217.13	13.22316	0.62832	0.061	0.0003319	5.95
148.147	0	217.13	13.22325	0.62832	0.061	0.0003319	5.95
149.1472	0	218.73	13.44901	0.62832	0.061	0.0003337	5.95
148.9307	0	218.40	13.41074	0.62832	0.061	0.0003334	5.95
150.6482	0	221.18	13.82703	0.62832	0.063	0.0003368	5.95
150.6571	0	221.19	13.82865	0.62832	0.063	0.0003368	5.95
152.1015	0	223.54	14.19193	0.62832	0.063	0.0003397	5.95
152.5613	0	224.26	14.27553	0.62832	0.064	0.0003402	5.95
154.0495	0	226.64	14.6128	0.62832	0.064	0.0003427	5.95
154.0267	0	226.61	14.60859	0.62832	0.064	0.0003426	5.95
156.9984	0	231.31	15.22363	0.62832	0.066	0.0003467	5.95
156.8996	0	231.16	15.20501	0.62832	0.066	0.0003465	5.95
162.5696	0	240.15	16.39318	0.62832	0.068	0.0003539	5.95
162.6772	0	240.32	16.41429	0.62832	0.068	0.0003541	5.95
166.0193	0	245.63	17.12795	0.62832	0.070	0.0003583	5.95
165.9559	0	245.53	17.11525	0.62832	0.070	0.0003582	5.95
171.1056	0	253.75	18.24041	0.62832	0.072	0.0003647	5.95
171.0636	0	253.68	18.23176	0.62832	0.072	0.0003646	5.95
172.8766	0	256.59	18.64098	0.62832	0.073	0.0003669	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
172.5531	0	256.07	18.57312	0.62832	0.073	0.0003666	5.95
177.9032	0	264.64	19.77922	0.62832	0.075	0.0003731	5.95
177.4219	0	263.88	19.67488	0.62832	0.075	0.0003726	5.95
179.3188	0	266.95	20.13828	0.62832	0.075	0.0003752	5.95
179.8195	0	267.75	20.24801	0.62832	0.076	0.0003757	5.95
178.1974	0	265.22	19.9519	0.62832	0.075	0.0003745	5.95
180.1668	0	268.36	20.3817	0.62832	0.076	0.0003767	5.95
185.0406	0	276.19	21.50421	0.62832	0.078	0.0003823	5.95
182.2124	0	271.66	20.86996	0.62832	0.077	0.0003792	5.95
187.8498	0	280.75	22.19548	0.62832	0.079	0.0003858	5.95
187.8511	0	280.75	22.19578	0.62832	0.079	0.0003858	5.95
185.3289	0	276.73	21.6476	0.62832	0.078	0.0003833	5.95
271.0519	0	371.05	-2.0248	0.62832	-0.005	0.0001163	5.95
282.1907	0	386.53	-1.87205	0.62832	-0.005	0.0001185	5.95
282.0268	0	386.30	-1.87512	0.62832	-0.005	0.0001185	5.95
284.0769	0	389.15	-1.84879	0.62832	-0.005	0.0001188	5.95
284.1121	0	389.20	-1.84803	0.62832	-0.005	0.0001188	5.95
286.0553	0	391.90	-1.82347	0.62832	-0.005	0.0001192	5.95
285.9757	0	391.79	-1.82495	0.62832	-0.005	0.0001192	5.95
299.0899	0	409.98	-1.67861	0.62832	-0.004	0.0001212	5.95
299.0688	0	409.95	-1.67902	0.62832	-0.004	0.0001212	5.95
306.97	0	420.88	-1.62439	0.62832	-0.004	0.000122	5.95
306.9654	0	420.88	-1.62451	0.62832	-0.004	0.000122	5.95
318.4775	0	436.77	-1.57289	0.62832	-0.004	0.0001229	5.95
318.4791	0	436.78	-1.57281	0.62832	-0.004	0.0001229	5.95
334.2712	0	458.52	-1.56659	0.62832	-0.003	0.0001236	5.95
334.2727	0	458.52	-1.56652	0.62832	-0.003	0.0001236	5.95
343.7246	0	471.49	-1.60382	0.62832	-0.003	0.0001236	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	327.60	0.688542	18.18	250950	0.35	717000	0.99096
6.05	0.361	314.30	0.674399	18.71	250950	0.35	717000	0.99276
6.05	0.361	317.29	0.674399	18.71	250950	0.35	717000	0.99249
6.05	0.361	320.74	0.668917	18.92	250950	0.35	717000	0.99242
6.05	0.361	319.64	0.668917	18.92	250950	0.35	717000	0.99252
6.05	0.361	325.76	0.663569	19.12	250950	0.35	717000	0.99221
6.05	0.361	323.70	0.663569	19.12	250950	0.35	717000	0.99239
6.05	0.361	308.41	0.647911	19.70	250950	0.35	717000	0.99435
6.05	0.361	299.46	0.647911	19.70	250950	0.35	717000	0.99510
6.05	0.361	316.32	0.638205	20.07	250950	0.35	717000	0.99408
6.05	0.361	364.05	0.59815	21.57	172550	0.35	493000	0.97839
6.05	0.361	366.20	0.591863	21.80	172550	0.35	493000	0.97860
6.05	0.361	365.20	0.591863	21.80	172550	0.35	493000	0.97872
6.05	0.361	360.81	0.579267	22.27	172550	0.35	493000	0.98020
6.05	0.361	364.38	0.579267	22.27	172550	0.35	493000	0.97977
6.05	0.361	384.41	0.566277	22.76	172550	0.35	493000	0.97841
6.05	0.361	390.00	0.566277	22.76	172550	0.35	493000	0.97775
6.05	0.361	407.56	0.589504	23.06	172550	0.35	493000	0.97366
6.05	0.361	408.90	0.589504	23.06	172550	0.35	493000	0.97349
6.05	0.361	418.36	0.587154	23.36	172550	0.35	493000	0.97251
6.05	0.361	420.98	0.587154	23.36	172550	0.35	493000	0.97218
6.05	0.361	435.62	0.583306	23.84	172550	0.35	493000	0.97069
6.05	0.361	434.79	0.583306	23.84	172550	0.35	493000	0.97080
6.05	0.361	445.40	0.580456	24.19	172550	0.35	493000	0.96973
6.05	0.361	444.21	0.580456	24.19	172550	0.35	493000	0.96988
6.05	0.361	452.23	0.57712	24.61	172550	0.35	493000	0.96920
6.05	0.361	451.81	0.57712	24.61	172550	0.35	493000	0.96925
6.05	0.361	457.44	0.572835	25.15	172550	0.35	493000	0.96897
6.05	0.361	457.01	0.572835	25.15	172550	0.35	493000	0.96902
6.05	0.361	458.19	0.570886	25.39	172550	0.35	493000	0.96907
6.05	0.361	458.19	0.570886	25.39	172550	0.35	493000	0.96907
6.05	0.361	462.17	0.568986	25.63	172550	0.35	493000	0.96877
6.05	0.361	461.83	0.568986	25.63	172550	0.35	493000	0.96881
6.05	0.361	470.07	0.564602	26.17	172550	0.35	493000	0.96824
6.05	0.361	470.09	0.564602	26.17	172550	0.35	493000	0.96824
6.05	0.361	477.73	0.560353	26.71	172550	0.35	493000	0.96774

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	478.45	0.560353	26.71	172550	0.35	493000	0.96765
6.05	0.361	484.29	0.557582	27.05	172550	0.35	493000	0.96723
6.05	0.361	484.26	0.557582	27.05	172550	0.35	493000	0.96723
6.05	0.361	492.35	0.554865	27.39	172550	0.35	493000	0.96653
6.05	0.361	492.19	0.554865	27.39	172550	0.35	493000	0.96655
6.05	0.361	506.89	0.550286	27.96	172550	0.35	493000	0.96527
6.05	0.361	507.06	0.550286	27.96	172550	0.35	493000	0.96525
6.05	0.361	515.42	0.547837	28.27	172550	0.35	493000	0.96451
6.05	0.361	515.32	0.547837	28.27	172550	0.35	493000	0.96452
6.05	0.361	528.24	0.544054	28.74	172550	0.35	493000	0.96339
6.05	0.361	528.18	0.544054	28.74	172550	0.35	493000	0.96340
6.05	0.361	533.13	0.542407	28.95	172550	0.35	493000	0.96299
6.05	0.361	532.62	0.542407	28.95	172550	0.35	493000	0.96305
6.05	0.361	545.82	0.538688	29.41	172550	0.35	493000	0.96190
6.05	0.361	545.05	0.538688	29.41	172550	0.35	493000	0.96200
6.05	0.361	552.09	0.5355	29.81	172550	0.35	493000	0.96154
6.05	0.361	552.89	0.5355	29.81	172550	0.35	493000	0.96145
6.05	0.361	555.30	0.531526	30.31	172550	0.35	493000	0.96165
6.05	0.361	558.44	0.531526	30.31	172550	0.35	493000	0.96128
6.05	0.361	569.71	0.528761	30.65	172550	0.35	493000	0.96028
6.05	0.361	565.18	0.528761	30.65	172550	0.35	493000	0.96082
6.05	0.361	579.98	0.524154	31.23	172550	0.35	493000	0.95966
6.05	0.361	579.98	0.524154	31.23	172550	0.35	493000	0.95966
6.05	0.361	579.31	0.521451	31.57	172550	0.35	493000	0.96009
6.05	0.361	657.08	0.485447	36.07	600404.35	0.35	1715441	1.00272
6.05	0.361	693.98	0.468276	38.22	600404.7	0.35	1715442	1.00242
6.05	0.361	693.76	0.468276	38.22	600405.05	0.35	1715443	1.00242
6.05	0.361	700.14	0.465445	38.57	600405.4	0.35	1715444	1.00237
6.05	0.361	700.20	0.465445	38.57	600405.75	0.35	1715445	1.00237
6.05	0.361	706.15	0.462836	38.90	600406.1	0.35	1715446	1.00232
6.05	0.361	706.04	0.462836	38.90	600406.45	0.35	1715447	1.00233
6.05	0.361	745.94	0.445442	41.07	600406.8	0.35	1715448	1.00205
6.05	0.361	745.92	0.445442	41.07	600407.15	0.35	1715449	1.00205
6.05	0.361	769.97	0.43451	42.44	600407.5	0.35	1715450	1.00193
6.05	0.361	769.96	0.43451	42.44	600407.85	0.35	1715451	1.00193
6.05	0.361	804.55	0.418954	44.38	600408.2	0.35	1715452	1.00180

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	804.56	0.418954	44.38	600408.55	0.35	1715453	1.00180
6.05	0.361	851.56	0.397931	47.01	600408.9	0.35	1715454	1.00171
6.05	0.361	851.57	0.397931	47.01	600409.25	0.35	1715455	1.00171
6.05	0.361	879.55	0.385434	48.57	600409.6	0.35	1715456	1.00170

11.1.2.1.3. Sezione 3

11.1.2.1.3.1. Profilo lato invaso

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'₀	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
4.781424	5	-0.30	0.010837	0.61087	-0.036	1.4E-07	5.95
20.08924	5	21.10	-0.44833	0.61087	-0.021	5.823E-05	5.95
20.53109	5	21.72	-0.45583	0.61087	-0.021	5.923E-05	5.95
21.65128	5	23.32	-0.46324	0.61087	-0.020	6.346E-05	5.95
21.74139	5	23.44	-0.46448	0.61087	-0.020	6.367E-05	5.95
23.9294	5	26.57	-0.46706	0.61087	-0.018	7.206E-05	5.95
23.91877	5	26.55	-0.46695	0.61087	-0.018	7.204E-05	5.95
32.24487	5	38.65	-0.25998	0.61087	-0.007	0.0001118	5.95
31.99554	5	38.29	-0.26363	0.61087	-0.007	0.0001112	5.95
39.61682	5	49.56	0.120445	0.61087	0.002	0.0001441	5.95
39.30135	5	49.10	0.109084	0.61087	0.002	0.0001433	5.95
40.35002	5	50.66	0.177014	0.61087	0.003	0.0001478	5.95
40.25321	5	50.52	0.173299	0.61087	0.003	0.0001475	5.95
40.92406	5	51.52	0.219437	0.61087	0.004	0.0001504	5.95
40.95945	5	51.58	0.220918	0.61087	0.004	0.0001505	5.95
49.25947	5	64.15	0.943597	0.61087	0.015	0.0001859	5.95
49.25854	5	64.15	0.943535	0.61087	0.015	0.0001859	5.95
52.59439	5	69.30	1.324321	0.61087	0.019	0.0002005	5.95
52.60849	5	69.32	1.325421	0.61087	0.019	0.0002005	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
56.82511	5	75.90	1.886669	0.61087	0.025	0.0002193	5.95
56.82832	5	75.91	1.886993	0.61087	0.025	0.0002193	5.95
58.41399	5	78.41	2.122473	0.61087	0.027	0.0002265	5.95
58.41513	5	78.41	2.122646	0.61087	0.027	0.0002265	5.95
61.12105	5	82.71	2.560305	0.61087	0.031	0.000239	5.95
61.12741	5	82.72	2.561004	0.61087	0.031	0.000239	5.95
62.78241	5	85.37	2.849781	0.61087	0.033	0.0002468	5.95
62.78185	5	85.37	2.849794	0.61087	0.033	0.0002468	5.95
63.57935	5	86.66	2.995837	0.61087	0.035	0.0002506	5.95
63.57767	5	86.65	2.995657	0.61087	0.035	0.0002506	5.95
65.53297	5	89.82	3.369004	0.61087	0.038	0.0002599	5.95
65.53106	5	89.82	3.368773	0.61087	0.038	0.0002599	5.95
66.82791	5	91.93	3.630805	0.61087	0.039	0.0002661	5.95
66.83134	5	91.94	3.631267	0.61087	0.039	0.0002661	5.95
70.1336	5	97.38	4.35783	0.61087	0.045	0.0002825	5.95
70.13467	5	97.38	4.357989	0.61087	0.045	0.0002825	5.95
72.24692	5	100.85	4.806928	0.61087	0.048	0.0002916	5.95
72.24775	5	100.85	4.807057	0.61087	0.048	0.0002916	5.95
74.87025	5	105.13	5.345729	0.61087	0.051	0.0003014	5.95
74.87101	5	105.13	5.345847	0.61087	0.051	0.0003014	5.95
77.10131	5	108.79	5.815524	0.61087	0.053	0.0003094	5.95
77.09854	5	108.78	5.815052	0.61087	0.053	0.0003094	5.95
79.44047	5	112.63	6.320962	0.61087	0.056	0.0003175	5.95
80.36076	0	111.44	8.587598	0.66323	0.077	0.0003799	5.95
82.11622	0	114.13	9.030282	0.66323	0.079	0.0003859	5.95
82.11751	0	114.14	9.030624	0.66323	0.079	0.0003859	5.95
87.57422	0	122.51	10.41701	0.66323	0.085	0.0004031	5.95
87.54292	0	122.46	10.40963	0.66323	0.085	0.000403	5.95
90.68551	0	127.32	11.24398	0.66323	0.088	0.0004126	5.95
88.98756	0	127.44	4.954838	0.62832	0.039	0.0002642	5.95
95.60257	0	137.43	5.843742	0.62832	0.043	0.0002756	5.95
95.59127	0	137.41	5.842687	0.62832	0.043	0.0002756	5.95
99.15728	0	142.81	6.333511	0.62832	0.044	0.0002813	5.95
99.89295	0	143.93	6.4351	0.62832	0.045	0.0002824	5.95
104.1108	0	150.32	7.027899	0.62832	0.047	0.0002887	5.95
103.793	0	149.84	6.982349	0.62832	0.047	0.0002883	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
109.4903	0	158.47	7.773337	0.62832	0.049	0.0002958	5.95
143.3724	0	201.74	4.401041	0.62832	0.022	0.0002094	5.95
149.8096	0	210.99	4.791549	0.62832	0.023	0.0002123	5.95
149.8194	0	211.00	4.792424	0.62832	0.023	0.0002123	5.95
154.5124	0	217.70	5.028242	0.62832	0.023	0.0002136	5.95
154.5112	0	217.69	5.028405	0.62832	0.023	0.0002136	5.95
157.8936	0	222.50	5.173653	0.62832	0.023	0.0002141	5.95
157.8898	0	222.49	5.173439	0.62832	0.023	0.0002141	5.95
167.2336	0	235.62	5.446968	0.62832	0.023	0.0002137	5.95
167.2306	0	235.62	5.446752	0.62832	0.023	0.0002137	5.95
176.6459	0	250.08	6.947435	0.62832	0.028	0.0002288	5.95
176.6276	0	250.05	6.945711	0.62832	0.028	0.0002288	5.95
180.3317	0	255.63	7.427601	0.62832	0.029	0.0002329	5.95
180.3154	0	255.61	7.42625	0.62832	0.029	0.0002329	5.95
184.4808	0	261.89	7.969264	0.62832	0.030	0.0002373	5.95
184.4751	0	261.88	7.968766	0.62832	0.030	0.0002373	5.95
194.7523	0	277.39	9.333486	0.62832	0.034	0.0002476	5.95
210.4442	0	296.20	6.553192	0.62832	0.022	0.0002104	5.95
221.6053	0	312.63	7.617677	0.62832	0.024	0.0002177	5.95
221.6099	0	312.64	7.618165	0.62832	0.024	0.0002177	5.95
226.8111	0	320.29	8.115536	0.62832	0.025	0.0002209	5.95
226.8174	0	320.30	8.116438	0.62832	0.025	0.0002209	5.95
233.8924	0	330.72	8.79079	0.62832	0.027	0.0002249	5.95
233.8956	0	330.72	8.791146	0.62832	0.027	0.0002249	5.95
248.4508	0	352.12	10.15807	0.62832	0.029	0.0002323	5.95
248.4544	0	352.13	10.15852	0.62832	0.029	0.0002323	5.95
270.1751	0	383.96	12.0988	0.62832	0.032	0.0002408	5.95
270.1942	0	383.99	12.10081	0.62832	0.032	0.0002408	5.95
270.4731	0	384.40	12.12463	0.62832	0.032	0.0002409	5.95
270.4635	0	384.38	12.12358	0.62832	0.032	0.0002409	5.95
270.9461	0	385.09	12.16476	0.62832	0.032	0.0002411	5.95
270.9424	0	385.08	12.1644	0.62832	0.032	0.000241	5.95
292.6288	0	416.67	13.89692	0.62832	0.033	0.0002467	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	0.09	0.99969 2	0.04	134750	0.35	385000	1.0178241
6.05	0.361	36.26	0.98833 4	1.53	134750	0.35	385000	1.010567396
6.05	0.361	36.88	0.98833 4	1.53	134750	0.35	385000	1.010436529
6.05	0.361	39.55	0.98751 1	1.63	134750	0.35	385000	1.00988459
6.05	0.361	39.68	0.98751 1	1.63	134750	0.35	385000	1.009857231
6.05	0.361	44.98	0.98583 7	1.85	134750	0.35	385000	1.008751967
6.05	0.361	44.97	0.98583 7	1.85	134750	0.35	385000	1.008754789
6.05	0.361	70.52	0.97550 7	3.20	134750	0.35	385000	1.00335762
6.05	0.361	70.16	0.97550 7	3.20	134750	0.35	385000	1.003436704
6.05	0.361	91.62	0.96768 2	4.22	134750	0.35	385000	0.998784082
6.05	0.361	91.16	0.96768 2	4.22	134750	0.35	385000	0.998888469
6.05	0.361	94.07	0.96665 6	4.36	134750	0.35	385000	0.998251469
6.05	0.361	93.93	0.96665 6	4.36	134750	0.35	385000	0.998283376
6.05	0.361	95.82	0.96597 7	4.45	134750	0.35	385000	0.997868278
6.05	0.361	95.87	0.96597 7	4.45	134750	0.35	385000	0.997856042
6.05	0.361	119.47	0.95751 6	5.55	134750	0.35	385000	0.992618448
6.05	0.361	119.47	0.95751 6	5.55	134750	0.35	385000	0.992618779
6.05	0.361	129.36	0.95386 9	6.03	134750	0.35	385000	0.990398386
6.05	0.361	129.38	0.95386 9	6.03	134750	0.35	385000	0.990393332
6.05	0.361	142.23	0.94905 9	6.66	134750	0.35	385000	0.987493238

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	142.23	0.94905 9	6.66	134750	0.35	385000	0.987491891
6.05	0.361	147.17	0.94718 5	6.90	134750	0.35	385000	0.986371921
6.05	0.361	147.18	0.94718 5	6.90	134750	0.35	385000	0.986371117
6.05	0.361	155.85	0.94382 3	7.34	134750	0.35	385000	0.984400627
6.05	0.361	155.86	0.94382 3	7.34	134750	0.35	385000	0.984398196
6.05	0.361	161.27	0.94170 9	7.62	134750	0.35	385000	0.983167893
6.05	0.361	161.27	0.94170 9	7.62	134750	0.35	385000	0.983167657
6.05	0.361	163.93	0.94065 3	7.76	134750	0.35	385000	0.982562122
6.05	0.361	163.93	0.94065 3	7.76	134750	0.35	385000	0.982562657
6.05	0.361	170.49	0.93804 4	8.10	134750	0.35	385000	0.98106636
6.05	0.361	170.48	0.93804 4	8.10	134750	0.35	385000	0.981067045
6.05	0.361	174.92	0.93625 7	8.33	134750	0.35	385000	0.980053453
6.05	0.361	174.93	0.93625 7	8.33	134750	0.35	385000	0.980052065
6.05	0.361	186.69	0.93140 2	8.97	134750	0.35	385000	0.97736811
6.05	0.361	186.69	0.93140 2	8.97	134750	0.35	385000	0.977367675
6.05	0.361	194.32	0.92340 1	9.39	134750	0.35	385000	0.975875878
6.05	0.361	194.33	0.92340 1	9.39	134750	0.35	385000	0.975875541
6.05	0.361	204.13	0.90859 5	9.94	134750	0.35	385000	0.974244133
6.05	0.361	204.13	0.90859 5	9.94	134750	0.35	385000	0.974243859
6.05	0.361	212.49	0.89596 1	10.41	134750	0.35	385000	0.972903923

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	212.49	0.89596 1	10.41	134750	0.35	385000	0.972905032
6.05	0.361	221.46	0.88222 7	10.93	134750	0.35	385000	0.971534869
6.05	0.361	220.27	0.88222 7	10.93	112000	0.35	320000	0.960699198
6.05	0.361	225.53	0.87532 2	11.19	112000	0.35	320000	0.959625016
6.05	0.361	225.54	0.87532 2	11.19	112000	0.35	320000	0.959624177
6.05	0.361	240.24	0.85831 7	11.82	112000	0.35	320000	0.956539582
6.05	0.361	240.20	0.85831 7	11.82	112000	0.35	320000	0.956553869
6.05	0.361	248.82	0.84821 4	12.20	112000	0.35	320000	0.954821754
6.05	0.361	248.94	0.84821 4	12.20	175000	0.35	500000	0.980366728
6.05	0.361	267.40	0.82374 3	13.12	175000	0.35	500000	0.978508163
6.05	0.361	267.39	0.82374 3	13.12	175000	0.35	500000	0.978509458
6.05	0.361	277.56	0.80999	13.63	175000	0.35	500000	0.977574215
6.05	0.361	278.67	0.80999	13.63	175000	0.35	500000	0.977388773
6.05	0.361	293.71	0.78573 2	14.54	175000	0.35	500000	0.976344396
6.05	0.361	293.23	0.78573 2	14.54	175000	0.35	500000	0.9764229
6.05	0.361	312.35	0.75701 2	15.62	175000	0.35	500000	0.975166007
6.05	0.361	336.15	0.71696 1	17.12	252000	0.35	720000	0.989031942
6.05	0.361	358.72	0.68124 8	18.46	252000	0.35	720000	0.988579696
6.05	0.361	358.73	0.68124 8	18.46	252000	0.35	720000	0.988578376
6.05	0.361	375.05	0.65547 1	19.42	252000	0.35	720000	0.988383779
6.05	0.361	375.05	0.65547 1	19.42	252000	0.35	720000	0.988383322

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	386.62	0.63736 ₃	20.10	252000	0.35	720000	0.988305197
6.05	0.361	386.62	0.63736 ₃	20.10	252000	0.35	720000	0.988305394
6.05	0.361	418.16	0.58806 ₂	21.95	252000	0.35	720000	0.988373827
6.05	0.361	418.16	0.58806 ₂	21.95	252000	0.35	720000	0.988374074
6.05	0.361	451.41	0.58337 ₉	23.83	252000	0.35	720000	0.986011719
6.05	0.361	451.38	0.58337 ₉	23.83	252000	0.35	720000	0.986013697
6.05	0.361	463.99	0.57775	24.53	252000	0.35	720000	0.985365046
6.05	0.361	463.97	0.57775	24.53	252000	0.35	720000	0.985366348
6.05	0.361	477.76	0.57173 ₇	25.28	252000	0.35	720000	0.984667272
6.05	0.361	477.76	0.57173 ₇	25.28	252000	0.35	720000	0.984667743
6.05	0.361	511.60	0.55705 ₈	27.12	252000	0.35	720000	0.983032103
6.05	0.361	547.04	0.54105 ₇	29.12	308000	0.35	880000	0.988876204
6.05	0.361	582.38	0.52592 ₁	31.01	308000	0.35	880000	0.987741701
6.05	0.361	582.38	0.52592 ₁	31.01	308000	0.35	880000	0.987741177
6.05	0.361	598.85	0.51887 ₂	31.89	308000	0.35	880000	0.987249839
6.05	0.361	598.87	0.51887 ₂	31.89	308000	0.35	880000	0.987248795
6.05	0.361	621.21	0.50933 ₅	33.08	308000	0.35	880000	0.986619948
6.05	0.361	621.21	0.50933 ₅	33.08	308000	0.35	880000	0.986619595
6.05	0.361	667.12	0.48972 ₂	35.53	308000	0.35	880000	0.985470339
6.05	0.361	667.13	0.48972 ₂	35.53	308000	0.35	880000	0.985469918
6.05	0.361	735.23	0.46070 ₉	39.16	308000	0.35	880000	0.984118731

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	735.25	0.46070 9	39.16	308000	0.35	880000	0.984117247
6.05	0.361	736.13	0.46033 8	39.21	308000	0.35	880000	0.984102748
6.05	0.361	736.11	0.46033 8	39.21	308000	0.35	880000	0.984103531
6.05	0.361	737.62	0.45969 7	39.29	308000	0.35	880000	0.984078562
6.05	0.361	737.61	0.45969 7	39.29	308000	0.35	880000	0.984078809
6.05	0.361	805.11	0.431	42.88	308000	0.35	880000	0.983182252

11.1.2.1.3.2. Profilo in asse

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'₀	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
154.253	66	125.64	4.168542	0.62832	0.033	0.0002461	5.95
155.5634	67	126.09	4.196542	0.62832	0.033	0.0002465	5.95
155.366	68	124.32	4.068366	0.62832	0.033	0.0002447	5.95
168.8072	69	142.88	5.502724	0.62832	0.039	0.000263	5.95
199.8784	74	176.15	2.889828	0.62832	0.016	0.0001915	5.95
211.1953	75	190.97	3.517698	0.62832	0.018	0.0001982	5.95
212.1812	76	190.95	3.516676	0.62832	0.018	0.0001982	5.95
218.3441	77	198.35	3.808709	0.62832	0.019	0.0002008	5.95
219.3561	78	198.37	3.809894	0.62832	0.019	0.0002008	5.95
226.0889	79	206.56	4.112487	0.62832	0.020	0.0002031	5.95
227.0805	80	206.55	4.111885	0.62832	0.020	0.0002031	5.95
239.8124	81	223.21	4.626432	0.62832	0.021	0.0002058	5.95
240.8007	82	223.20	4.625604	0.62832	0.021	0.0002058	5.95
252.1708	83	238.91	6.06346	0.62832	0.025	0.000221	5.95
253.1696	84	238.91	6.06337	0.62832	0.025	0.000221	5.95

<i>resistenza al taglio</i>	<i>coesione</i>	<i>tensione statica normale al piano di sollecitazione, agente precedentemente al moto sismico</i>	<i>accumulo della pressione interstiziale</i>	<i>angolo di attrito</i>	<i>rapporto di sovrappressione interstiziale residuo</i>	<i>deformazione a taglio</i>	
τ_f	c'	σ'_0	Δu	φ'	r_u	γ_{max}	R_y
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
260.6056	85	248.53	6.828476	0.62832	0.027	0.0002278	5.95
261.607	86	248.53	6.8289	0.62832	0.027	0.0002278	5.95
268.9975	87	258.11	7.615889	0.62832	0.030	0.0002344	5.95
269.9919	88	258.11	7.61534	0.62832	0.030	0.0002344	5.95
280.8664	89	272.96	8.876473	0.62832	0.033	0.000244	5.95
301.7586	94	292.21	6.249858	0.62832	0.021	0.000208	5.95
314.5061	95	309.47	7.349035	0.62832	0.024	0.0002157	5.95
315.5064	96	309.47	7.349068	0.62832	0.024	0.0002157	5.95
324.1788	97	320.76	8.072852	0.62832	0.025	0.0002203	5.95
325.186	98	320.77	8.073883	0.62832	0.025	0.0002204	5.95
333.1281	99	330.98	8.728778	0.62832	0.026	0.0002243	5.95
334.1288	100	330.98	8.728959	0.62832	0.026	0.0002243	5.95
350.284	101	353.25	10.14073	0.62832	0.029	0.0002318	5.95
351.2846	102	353.25	10.14097	0.62832	0.029	0.0002318	5.95
365.8679	103	373.17	11.36435	0.62832	0.030	0.0002374	5.95
366.867	104	373.17	11.36428	0.62832	0.030	0.0002374	5.95
377.689	105	387.53	12.21077	0.62832	0.032	0.0002408	5.95
378.6951	106	387.54	12.21183	0.62832	0.032	0.0002408	5.95
391.6519	107	404.98	13.18587	0.62832	0.033	0.0002442	5.95
392.6528	108	404.98	13.18595	0.62832	0.033	0.0002442	5.95
406.1241	109	423.08	14.12039	0.62832	0.033	0.0002468	5.95
407.1287	110	423.08	14.12132	0.62832	0.033	0.0002468	5.95
419.0911	111	438.92	14.86458	0.62832	0.034	0.0002483	5.95
420.0933	112	438.92	14.86484	0.62832	0.034	0.0002483	5.95
435.8778	113	460.13	15.73158	0.62832	0.034	0.0002493	5.95
436.8821	114	460.14	15.73232	0.62832	0.034	0.0002493	5.95
453.9515	115	483.01	16.48135	0.62832	0.034	0.0002491	5.95
454.9504	116	483.01	16.48126	0.62832	0.034	0.0002491	5.95
459.0699	117	487.42	16.60126	0.62832	0.034	0.0002489	5.95

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	246.69	0.797425	14.10	175000	0.35	500000	0.983270619
6.05	0.361	249.34	0.789992	14.38	175000	0.35	500000	0.983218617
6.05	0.361	247.55	0.789992	14.38	175000	0.35	500000	0.983501075
6.05	0.361	277.44	0.757738	15.59	175000	0.35	500000	0.980553865
6.05	0.361	307.16	0.717684	17.09	252000	0.35	720000	0.991763171
6.05	0.361	337.88	0.675178	18.68	252000	0.35	720000	0.990747325
6.05	0.361	337.86	0.675178	18.68	252000	0.35	720000	0.990749039
6.05	0.361	352.78	0.6551	19.43	252000	0.35	720000	0.990352587
6.05	0.361	352.80	0.6551	19.43	252000	0.35	720000	0.990350437
6.05	0.361	369.16	0.633307	20.25	252000	0.35	720000	0.989995394
6.05	0.361	369.15	0.633307	20.25	252000	0.35	720000	0.989996279
6.05	0.361	402.65	0.588324	21.94	252000	0.35	720000	0.989582469
6.05	0.361	402.63	0.588324	21.94	252000	0.35	720000	0.989583546
6.05	0.361	434.30	0.585752	23.53	252000	0.35	720000	0.987228444
6.05	0.361	434.30	0.585752	23.53	252000	0.35	720000	0.987228542
6.05	0.361	453.69	0.577939	24.51	252000	0.35	720000	0.986166523
6.05	0.361	453.70	0.577939	24.51	252000	0.35	720000	0.986165787
6.05	0.361	473.25	0.569973	25.50	252000	0.35	720000	0.985136584
6.05	0.361	473.24	0.569973	25.50	252000	0.35	720000	0.985137182
6.05	0.361	503.98	0.557268	27.09	252000	0.35	720000	0.983605832
6.05	0.361	540.56	0.541267	29.09	308000	0.35	880000	0.989247895
6.05	0.361	576.68	0.526194	30.98	308000	0.35	880000	0.988055207
6.05	0.361	576.68	0.526194	30.98	308000	0.35	880000	0.988055167
6.05	0.361	600.34	0.516293	32.21	308000	0.35	880000	0.98733577
6.05	0.361	600.36	0.516293	32.21	308000	0.35	880000	0.987334581
6.05	0.361	621.85	0.507283	33.34	308000	0.35	880000	0.986725571
6.05	0.361	621.85	0.507283	33.34	308000	0.35	880000	0.986725338
6.05	0.361	668.94	0.487429	35.82	308000	0.35	880000	0.985542034
6.05	0.361	668.95	0.487429	35.82	308000	0.35	880000	0.985541743
6.05	0.361	711.16	0.469602	38.05	308000	0.35	880000	0.984655535
6.05	0.361	711.16	0.469602	38.05	308000	0.35	880000	0.984655587
6.05	0.361	741.65	0.456712	39.66	308000	0.35	880000	0.984119488
6.05	0.361	741.66	0.456712	39.66	308000	0.35	880000	0.984118502
6.05	0.361	778.65	0.441074	41.62	308000	0.35	880000	0.983585444
6.05	0.361	778.65	0.441074	41.62	308000	0.35	880000	0.983585396
6.05	0.361	817.11	0.424793	43.65	308000	0.35	880000	0.983170644

<i>magnitudo</i>	<i>rapporto tra picco di accelerazione a p.c. e accelerazione di gravità</i>	<i>tensione totale verticale</i>	<i>coefficiente riduttivo dell'azione sismica</i>	<i>profondità da p.c.</i>	<i>modulo di taglio</i>	<i>fattore di riduzione del modulo di taglio</i>	<i>modulo di taglio iniziale</i>	<i>rapporto tra resistenza al taglio ciclica post sisma e resistenza al taglio prima dell'incremento di pressione interstiziale</i>
M	a_{max}	σ_v	r_d	z	G	G/G₀	G₀	τ_d/τ_{d,0}
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[m]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
6.05	0.361	817.13	0.424793	43.65	308000	0.35	880000	0.983169812
6.05	0.361	850.71	0.410602	45.42	308000	0.35	880000	0.982920845
6.05	0.361	850.71	0.410602	45.42	308000	0.35	880000	0.98292068
6.05	0.361	895.71	0.391586	47.80	308000	0.35	880000	0.982756805
6.05	0.361	895.72	0.391586	47.80	308000	0.35	880000	0.982756237
6.05	0.361	944.06	0.371214	50.35	308000	0.35	880000	0.982790764
6.05	0.361	944.06	0.371214	50.35	308000	0.35	880000	0.982790801
6.05	0.361	953.39	0.367287	50.84	308000	0.35	880000	0.982822741

11.1.2.2. Terreni a grana fine

11.1.2.2.1. Sezione 1

11.1.2.2.1.1. Profilo lato invaso

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	S_{u,c}	S_{u,0}=C_u	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.68971477	49.68971477	50	0.9937943	6	6.05	0.0034743	0.095	0.6
49.68830525	49.68830525	50	0.9937661	6	6.05	0.0034901	0.095	0.6
49.68827106	49.68827106	50	0.99376542	6	6.05	0.0034905	0.095	0.6
49.68615285	49.68615285	50	0.99372306	6	6.05	0.0035143	0.095	0.6
49.81056554	49.81056554	50	0.99621131	6	6.05	0.0021185	0.095	0.6
49.80483022	49.80483022	50	0.9960966	6	6.05	0.0021828	0.095	0.6
49.80499007	49.80499007	50	0.9960998	6	6.05	0.002181	0.095	0.6
49.79908225	49.79908225	50	0.99598165	6	6.05	0.0022472	0.095	0.6
49.79914776	49.79914776	50	0.99598296	6	6.05	0.0022465	0.095	0.6
49.79630616	49.79630616	50	0.99592612	6	6.05	0.0022783	0.095	0.6
49.79630252	49.79630252	50	0.99592605	6	6.05	0.0022784	0.095	0.6
49.79104295	49.79104295	50	0.99582086	6	6.05	0.0023373	0.095	0.6
49.79102719	49.79102719	50	0.99582054	6	6.05	0.0023375	0.095	0.6
49.77499699	49.77499699	50	0.99549994	6	6.05	0.0025172	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.005129	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993794
0.00516	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993766
0.005161	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993765
0.005207	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993723
0.002867	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996211
0.002957	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996097
0.002954	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.9961
0.003049	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995982
0.003048	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995983
0.003094	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995926
0.003094	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995926
0.003181	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995821
0.003181	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995821
0.003455	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.9955

11.1.2.2.1.2. Profilo lato valle

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.71151007	49.71151007	50	0.9942302	6	6.05	0.0032295	0.095	0.6
49.70937378	49.70937378	50	0.99418748	6	6.05	0.0032535	0.095	0.6
49.70940273	49.70940273	50	0.99418805	6	6.05	0.0032532	0.095	0.6
49.70766982	49.70766982	50	0.9941534	6	6.05	0.0032726	0.095	0.6
49.82054181	49.82054181	50	0.99641084	6	6.05	0.0020068	0.095	0.6
49.8169917	49.8169917	50	0.99633983	6	6.05	0.0020465	0.095	0.6
49.81705483	49.81705483	50	0.9963411	6	6.05	0.0020458	0.095	0.6
49.81153869	49.81153869	50	0.99623077	6	6.05	0.0021076	0.095	0.6
49.81157933	49.81157933	50	0.99623159	6	6.05	0.0021072	0.095	0.6
49.80856269	49.80856269	50	0.99617125	6	6.05	0.002141	0.095	0.6
49.80858966	49.80858966	50	0.99617179	6	6.05	0.0021407	0.095	0.6
49.78742281	49.78742281	50	0.99574846	6	6.05	0.0023779	0.095	0.6
49.78742887	49.78742887	50	0.99574858	6	6.05	0.0023778	0.095	0.6
49.78337007	49.78337007	50	0.9956674	6	6.05	0.0024233	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.004667	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99423
0.004712	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994187
0.004711	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994188
0.004747	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994153
0.002714	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996411
0.002768	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99634
0.002767	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996341
0.002852	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996231
0.002851	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996232
0.002898	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996171
0.002898	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996172
0.003242	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995748
0.003242	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995749
0.00331	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995667

11.1.2.2.1.3. Profilo in asse

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6
30	30	30	1	6	6.05	0	0.095	0.6

[illegible]

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
29.97555191	29.97555191	30	0.99918506	6	6.05	0.000455	0.095	0.6
29.97653998	29.97653998	30	0.999218	6	6.05	0.0004366	0.095	0.6
49.72444391	49.72444391	50	0.99448888	6	6.05	0.0030843	0.095	0.6
49.72235735	49.72235735	50	0.99444715	6	6.05	0.0031077	0.095	0.6
49.71818237	49.71818237	50	0.99436365	6	6.05	0.0031546	0.095	0.6
49.69246082	49.69246082	50	0.99384922	6	6.05	0.0034434	0.095	0.6
49.8053697	49.8053697	50	0.99610739	6	6.05	0.0021767	0.095	0.6
49.80548849	49.80548849	50	0.99610977	6	6.05	0.0021754	0.095	0.6
49.80495395	49.80495395	50	0.99609908	6	6.05	0.0021814	0.095	0.6
49.80449134	49.80449134	50	0.99608983	6	6.05	0.0021866	0.095	0.6
49.80336418	49.80336418	50	0.99606728	6	6.05	0.0021992	0.095	0.6
49.79699104	49.79699104	50	0.99593982	6	6.05	0.0022706	0.095	0.6
49.79661287	49.79661287	50	0.99593226	6	6.05	0.0022749	0.095	0.6
49.7966039	49.7966039	50	0.99593208	6	6.05	0.002275	0.095	0.6
49.79576452	49.79576452	50	0.99591529	6	6.05	0.0022844	0.095	0.6
49.79552385	49.79552385	50	0.99591048	6	6.05	0.0022871	0.095	0.6
49.79532737	49.79532737	50	0.99590655	6	6.05	0.0022893	0.095	0.6
49.78280179	49.78280179	50	0.99565604	6	6.05	0.0024297	0.095	0.6
49.78270031	49.78270031	50	0.99565401	6	6.05	0.0024308	0.095	0.6
49.78101246	49.78101246	50	0.99562025	6	6.05	0.0024498	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
-1E-07	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
1.35E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
1.34E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
8.58E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
8.67E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000133	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000134	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000178	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000178	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000247	0.0011	30	0.0012	0.0011	1

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.000247	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000282	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000283	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000312	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000311	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000408	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000408	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000504	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000504	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000536	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000538	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000568	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00057	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000702	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000701	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000839	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000839	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000879	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000879	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000948	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000948	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00098	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000988	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000996	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000997	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001074	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001071	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001115	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99978
0.001114	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999789
0.001162	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999492
0.001161	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999497
0.001191	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999358
0.001194	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999345
0.001204	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999307
0.00119	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999365
0.001209	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999286
0.001179	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99941

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.001274	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999054
0.001274	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999055
0.001253	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999127
0.001236	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999185
0.001227	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999218
0.004404	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994489
0.004446	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994447
0.004531	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994364
0.00507	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993849
0.002948	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996107
0.002947	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99611
0.002955	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996099
0.002962	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99609
0.00298	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.996067
0.003083	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99594
0.003089	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995932
0.00309	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995932
0.003103	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995915
0.003107	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99591
0.00311	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995907
0.00332	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995656
0.003322	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995654
0.003351	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99562

11.1.2.2.2. Sezione 2

11.1.2.2.2.1. Profilo lato invaso

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.67446455	49.67446455	50	0.99348929	6	6.05	0.0036456	0.095	0.6
49.67453011	49.67453011	50	0.9934906	6	6.05	0.0036448	0.095	0.6
49.67451039	49.67451039	50	0.99349021	6	6.05	0.0036451	0.095	0.6

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=Cu$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.67445881	49.67445881	50	0.99348918	6	6.05	0.0036456	0.095	0.6
49.67442595	49.67442595	50	0.99348852	6	6.05	0.003646	0.095	0.6
49.67398375	49.67398375	50	0.99347968	6	6.05	0.003651	0.095	0.6
49.67399024	49.67399024	50	0.9934798	6	6.05	0.0036509	0.095	0.6
49.67395281	49.67395281	50	0.99347906	6	6.05	0.0036513	0.095	0.6
49.6997626	49.6997626	50	0.99399525	6	6.05	0.0033614	0.095	0.6
49.6993182	49.6993182	50	0.99398636	6	6.05	0.0033664	0.095	0.6
49.69930401	49.69930401	50	0.99398608	6	6.05	0.0033666	0.095	0.6
49.69845606	49.69845606	50	0.99396912	6	6.05	0.0033761	0.095	0.6
49.69846153	49.69846153	50	0.99396923	6	6.05	0.003376	0.095	0.6
49.69798481	49.69798481	50	0.9939597	6	6.05	0.0033814	0.095	0.6
49.6980279	49.6980279	50	0.99396056	6	6.05	0.0033809	0.095	0.6
49.69705577	49.69705577	50	0.99394112	6	6.05	0.0033918	0.095	0.6
49.69705972	49.69705972	50	0.99394119	6	6.05	0.0033918	0.095	0.6
49.6929762	49.6929762	50	0.99385952	6	6.05	0.0034376	0.095	0.6
49.69297617	49.69297617	50	0.99385952	6	6.05	0.0034376	0.095	0.6
49.68806923	49.68806923	50	0.99376138	6	6.05	0.0034927	0.095	0.6
49.68807853	49.68807853	50	0.99376157	6	6.05	0.0034926	0.095	0.6
49.68662405	49.68662405	50	0.99373248	6	6.05	0.003509	0.095	0.6
49.76439343	49.76439343	50	0.99528787	6	6.05	0.0026361	0.095	0.6
49.76222302	49.76222302	50	0.99524446	6	6.05	0.0026604	0.095	0.6
49.76222009	49.76222009	50	0.9952444	6	6.05	0.0026605	0.095	0.6
49.76118675	49.76118675	50	0.99522373	6	6.05	0.0026721	0.095	0.6
49.76118233	49.76118233	50	0.99522365	6	6.05	0.0026721	0.095	0.6
49.76054455	49.76054455	50	0.99521089	6	6.05	0.0026793	0.095	0.6
49.76054403	49.76054403	50	0.99521088	6	6.05	0.0026793	0.095	0.6
49.76040622	49.76040622	50	0.99520812	6	6.05	0.0026808	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.005466	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993489
0.005464	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993491
0.005465	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99349

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.005466	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993489
0.005467	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993489
0.005477	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99348
0.005477	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99348
0.005477	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993479
0.004914	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993995
0.004923	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993986
0.004923	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993986
0.004941	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993969
0.004941	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993969
0.004951	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99396
0.00495	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993961
0.004971	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993941
0.004971	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993941
0.005059	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99386
0.005059	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99386
0.005165	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993761
0.005165	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993762
0.005197	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993732
0.003643	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995288
0.003683	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995244
0.003683	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995244
0.003701	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995224
0.003701	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995224
0.003713	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995211
0.003713	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995211
0.003716	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995208

11.1.2.2.2.2. Profilo lato valle

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.69434878	49.69434878	50	0.99388698	6	6.05	0.0034222	0.095	0.6

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.69405407	49.69405407	50	0.99388108	6	6.05	0.0034255	0.095	0.6
49.69405294	49.69405294	50	0.99388106	6	6.05	0.0034255	0.095	0.6
49.69300291	49.69300291	50	0.99386006	6	6.05	0.0034373	0.095	0.6
49.69300229	49.69300229	50	0.99386005	6	6.05	0.0034373	0.095	0.6
49.69238685	49.69238685	50	0.99384774	6	6.05	0.0034442	0.095	0.6
49.6923856	49.6923856	50	0.99384771	6	6.05	0.0034443	0.095	0.6
49.6922849	49.6922849	50	0.9938457	6	6.05	0.0034454	0.095	0.6
49.71210957	49.71210957	50	0.99424219	6	6.05	0.0032228	0.095	0.6
49.71077233	49.71077233	50	0.99421545	6	6.05	0.0032378	0.095	0.6
49.71077174	49.71077174	50	0.99421543	6	6.05	0.0032378	0.095	0.6
49.71053023	49.71053023	50	0.9942106	6	6.05	0.0032405	0.095	0.6
49.71052999	49.71052999	50	0.9942106	6	6.05	0.0032405	0.095	0.6
49.70987574	49.70987574	50	0.99419751	6	6.05	0.0032479	0.095	0.6
49.70987512	49.70987512	50	0.9941975	6	6.05	0.0032479	0.095	0.6
49.70802182	49.70802182	50	0.99416044	6	6.05	0.0032687	0.095	0.6
49.70802031	49.70802031	50	0.99416041	6	6.05	0.0032687	0.095	0.6
49.70682622	49.70682622	50	0.99413652	6	6.05	0.0032821	0.095	0.6
49.70682236	49.70682236	50	0.99413645	6	6.05	0.0032821	0.095	0.6
49.70375502	49.70375502	50	0.9940751	6	6.05	0.0033166	0.095	0.6
49.70375404	49.70375404	50	0.99407508	6	6.05	0.0033166	0.095	0.6
49.69874256	49.69874256	50	0.99397485	6	6.05	0.0033729	0.095	0.6
49.69874642	49.69874642	50	0.99397493	6	6.05	0.0033728	0.095	0.6
49.69732193	49.69732193	50	0.99394644	6	6.05	0.0033888	0.095	0.6
49.7723251	49.7723251	50	0.9954465	6	6.05	0.0025472	0.095	0.6
49.76990084	49.76990084	50	0.99539802	6	6.05	0.0025743	0.095	0.6
49.76989827	49.76989827	50	0.99539797	6	6.05	0.0025744	0.095	0.6
49.7685837	49.7685837	50	0.99537167	6	6.05	0.0025891	0.095	0.6
49.76858185	49.76858185	50	0.99537164	6	6.05	0.0025891	0.095	0.6
49.76775973	49.76775973	50	0.99535519	6	6.05	0.0025984	0.095	0.6
49.7677589	49.7677589	50	0.99535518	6	6.05	0.0025984	0.095	0.6
49.76708706	49.76708706	50	0.99534174	6	6.05	0.0026059	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.005029	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993887
0.005036	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993881
0.005036	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993881
0.005058	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99386
0.005058	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99386
0.005071	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993848
0.005071	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993848
0.005074	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993846
0.004655	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994242
0.004683	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994215
0.004683	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994215
0.004688	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994211
0.004688	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994211
0.004701	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994198
0.004701	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994198
0.00474	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99416
0.00474	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99416
0.004765	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994137
0.004765	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994136
0.004829	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994075
0.004829	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994075
0.004935	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993975
0.004935	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993975
0.004966	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993946
0.003502	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995447
0.003545	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995398
0.003545	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995398
0.003568	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995372
0.003568	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995372
0.003583	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995355
0.003583	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995355
0.003595	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.995342

 11.1.2.2.2.3. Profilo in asse

[illegible]

[illegible]

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.98640385	49.98640385	50	0.99972808	6	6.05	0.0001518	0.095	0.6
49.98594138	49.98594138	50	0.99971883	6	6.05	0.0001569	0.095	0.6
49.98595552	49.98595552	50	0.99971911	6	6.05	0.0001568	0.095	0.6
49.98227642	49.98227642	50	0.99964553	6	6.05	0.0001979	0.095	0.6
49.98226393	49.98226393	50	0.99964528	6	6.05	0.000198	0.095	0.6
49.97392883	49.97392883	50	0.99947858	6	6.05	0.0002911	0.095	0.6
49.97388472	49.97388472	50	0.99947769	6	6.05	0.0002916	0.095	0.6
49.97314521	49.97314521	50	0.9994629	6	6.05	0.0002998	0.095	0.6
49.97321113	49.97321113	50	0.99946422	6	6.05	0.0002991	0.095	0.6
49.96396374	49.96396374	50	0.99927927	6	6.05	0.0004024	0.095	0.6
49.96399088	49.96399088	50	0.99927982	6	6.05	0.0004021	0.095	0.6
49.962453	49.962453	50	0.99924906	6	6.05	0.0004193	0.095	0.6
49.96263622	49.96263622	50	0.99925272	6	6.05	0.0004172	0.095	0.6
49.95553928	49.95553928	50	0.99911079	6	6.05	0.0004965	0.095	0.6
49.95554459	49.95554459	50	0.99911089	6	6.05	0.0004964	0.095	0.6
49.95423857	49.95423857	50	0.99908477	6	6.05	0.000511	0.095	0.6
49.95424125	49.95424125	50	0.99908482	6	6.05	0.000511	0.095	0.6
49.95017568	49.95017568	50	0.99900351	6	6.05	0.0005564	0.095	0.6
49.95010717	49.95010717	50	0.99900214	6	6.05	0.0005572	0.095	0.6
49.94969465	49.94969465	50	0.99899389	6	6.05	0.0005618	0.095	0.6
49.94984245	49.94984245	50	0.99899685	6	6.05	0.0005602	0.095	0.6
49.94959334	49.94959334	50	0.99899187	6	6.05	0.0005629	0.095	0.6
49.94936483	49.94936483	50	0.9989873	6	6.05	0.0005655	0.095	0.6
49.94648188	49.94648188	50	0.99892964	6	6.05	0.0005977	0.095	0.6
49.94647816	49.94647816	50	0.99892956	6	6.05	0.0005977	0.095	0.6
49.94451307	49.94451307	50	0.99889026	6	6.05	0.0006197	0.095	0.6
49.94448128	49.94448128	50	0.99888963	6	6.05	0.0006201	0.095	0.6
49.94310174	49.94310174	50	0.99886203	6	6.05	0.0006355	0.095	0.6
49.94307237	49.94307237	50	0.99886145	6	6.05	0.0006358	0.095	0.6
49.94232098	49.94232098	50	0.99884642	6	6.05	0.0006442	0.095	0.6
49.94242505	49.94242505	50	0.9988485	6	6.05	0.000643	0.095	0.6
49.94105506	49.94105506	50	0.9988211	6	6.05	0.0006583	0.095	0.6
49.94109904	49.94109904	50	0.99882198	6	6.05	0.0006579	0.095	0.6
49.93963128	49.93963128	50	0.99879263	6	6.05	0.0006743	0.095	0.6
49.93959586	49.93959586	50	0.99879192	6	6.05	0.0006747	0.095	0.6
49.9385097	49.9385097	50	0.99877019	6	6.05	0.0006868	0.095	0.6
49.93847708	49.93847708	50	0.99876954	6	6.05	0.0006872	0.095	0.6

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.93747344	49.93747344	50	0.99874947	6	6.05	0.0006984	0.095	0.6
49.93747902	49.93747902	50	0.99874958	6	6.05	0.0006983	0.095	0.6
49.93581675	49.93581675	50	0.99871633	6	6.05	0.0007169	0.095	0.6
49.93582092	49.93582092	50	0.99871642	6	6.05	0.0007168	0.095	0.6
49.93447569	49.93447569	50	0.99868951	6	6.05	0.0007319	0.095	0.6
49.93452093	49.93452093	50	0.99869042	6	6.05	0.0007314	0.095	0.6
49.93352468	49.93352468	50	0.99867049	6	6.05	0.0007425	0.095	0.6
49.93354006	49.93354006	50	0.9986708	6	6.05	0.0007423	0.095	0.6
49.93270195	49.93270195	50	0.99865404	6	6.05	0.0007517	0.095	0.6
49.93273865	49.93273865	50	0.99865477	6	6.05	0.0007513	0.095	0.6
49.93155239	49.93155239	50	0.99863105	6	6.05	0.0007646	0.095	0.6
49.9315469	49.9315469	50	0.99863094	6	6.05	0.0007646	0.095	0.6
49.93011137	49.93011137	50	0.99860223	6	6.05	0.0007807	0.095	0.6
49.92965468	49.92965468	50	0.99859309	6	6.05	0.0007858	0.095	0.6
49.93087976	49.93087976	50	0.9986176	6	6.05	0.0007721	0.095	0.6
49.93093066	49.93093066	50	0.99861861	6	6.05	0.0007715	0.095	0.6
49.93048223	49.93048223	50	0.99860964	6	6.05	0.0007765	0.095	0.6
49.93054827	49.93054827	50	0.99861097	6	6.05	0.0007758	0.095	0.6
49.92827705	49.92827705	50	0.99856554	6	6.05	0.0008012	0.095	0.6
49.92837873	49.92837873	50	0.99856757	6	6.05	0.0008	0.095	0.6
49.92401678	49.92401678	50	0.99848034	6	6.05	0.0008488	0.095	0.6
49.9251188	49.9251188	50	0.99850238	6	6.05	0.0008365	0.095	0.6
49.9233731	49.9233731	50	0.99846746	6	6.05	0.000856	0.095	0.6
49.92315182	49.92315182	50	0.99846304	6	6.05	0.0008585	0.095	0.6
49.92216486	49.92216486	50	0.9984433	6	6.05	0.0008695	0.095	0.6
49.92241523	49.92241523	50	0.9984483	6	6.05	0.0008667	0.095	0.6
49.919968	49.919968	50	0.99839936	6	6.05	0.000894	0.095	0.6
49.92117865	49.92117865	50	0.99842357	6	6.05	0.0008805	0.095	0.6
49.92741412	49.92741412	50	0.99854828	6	6.05	0.0008108	0.095	0.6
49.71422952	49.71422952	50	0.99428459	6	6.05	0.003199	0.095	0.6
49.71166329	49.71166329	50	0.99423327	6	6.05	0.0032278	0.095	0.6
49.71053181	49.71053181	50	0.99421064	6	6.05	0.0032405	0.095	0.6
49.7038757	49.7038757	50	0.99407751	6	6.05	0.0033152	0.095	0.6
49.7024066	49.7024066	50	0.99404813	6	6.05	0.0033317	0.095	0.6
49.69630023	49.69630023	50	0.993926	6	6.05	0.0034003	0.095	0.6
49.69758355	49.69758355	50	0.99395167	6	6.05	0.0033859	0.095	0.6
49.69172921	49.69172921	50	0.99383458	6	6.05	0.0034516	0.095	0.6

resistenza al taglio in condizioni non drenate	coesione non drenata in condizioni sismiche	coesione non drenata in condizioni statiche	coefficiente di degradazione ciclica	numero di cicli equivalenti del terremoto	magnitudo	parametro di degradazione	coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.69891207	49.69891207	50	0.99397824	6	6.05	0.003371	0.095	0.6
49.6988753	49.6988753	50	0.99397751	6	6.05	0.0033714	0.095	0.6
49.69847947	49.69847947	50	0.99396959	6	6.05	0.0033758	0.095	0.6
49.69577159	49.69577159	50	0.99391543	6	6.05	0.0034062	0.095	0.6
49.6989943	49.6989943	50	0.99397989	6	6.05	0.00337	0.095	0.6
49.69373511	49.69373511	50	0.9938747	6	6.05	0.0034291	0.095	0.6
49.6934125	49.6934125	50	0.99386825	6	6.05	0.0034327	0.095	0.6
49.69069838	49.69069838	50	0.99381397	6	6.05	0.0034632	0.095	0.6
49.69064886	49.69064886	50	0.99381298	6	6.05	0.0034638	0.095	0.6
49.68905281	49.68905281	50	0.99378106	6	6.05	0.0034817	0.095	0.6
49.68912116	49.68912116	50	0.99378242	6	6.05	0.0034809	0.095	0.6
49.68699051	49.68699051	50	0.99373981	6	6.05	0.0035049	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6
50	50	50	1	6	6.05	0	0.095	0.6

deformazione a taglio ciclica	deformazione di soglia volumetrica	indice di plasticità	coefficiente sperimentale	coefficiente sperimentale	rapporto tra resistenze al taglio non drenate
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
8.74E-07	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
3.45E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
3.45E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
7.21E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
7.24E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
9.01E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
8.96E-05	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000147	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000146	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000194	0.0011	30	0.0012	0.0011	1

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.000194	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000216	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000216	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000275	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000275	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000281	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000281	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000283	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000283	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000344	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000344	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000368	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000368	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00041	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00041	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000458	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000458	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00048	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00048	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000514	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000514	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000543	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000543	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000572	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000572	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.0006	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.0006	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000626	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000626	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000657	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000657	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000689	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000689	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000713	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000713	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000738	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000738	0.0011	30	0.0012	0.0011	1

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.000769	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000769	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000798	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000798	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000822	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000822	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000848	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000848	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000875	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000875	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000902	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000902	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000927	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000927	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000956	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000956	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000978	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000979	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000999	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00103	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001031	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001046	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001045	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001078	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001078	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001122	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999729
0.001122	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999728
0.001123	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999719
0.001123	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999719
0.001134	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999646
0.001134	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999645
0.001165	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999479
0.001165	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999478
0.001168	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999463
0.001168	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999464
0.001211	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999279

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.001211	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99928
0.001219	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999249
0.001218	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999253
0.001257	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999111
0.001257	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999111
0.001265	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999085
0.001265	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999085
0.00129	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999004
0.001291	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999002
0.001293	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998994
0.001292	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998997
0.001294	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998992
0.001296	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998987
0.001314	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99893
0.001314	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99893
0.001328	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99889
0.001328	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99889
0.001337	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998862
0.001338	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998861
0.001343	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998846
0.001342	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998849
0.001352	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998821
0.001352	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998822
0.001362	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998793
0.001362	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998792
0.00137	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99877
0.001371	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99877
0.001378	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998749
0.001378	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99875
0.00139	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998716
0.00139	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998716
0.001401	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99869
0.0014	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99869
0.001408	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99867
0.001408	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998671
0.001414	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998654
0.001414	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998655

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.001423	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998631
0.001423	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998631
0.001435	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998602
0.001438	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998593
0.001429	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998618
0.001428	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998619
0.001432	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99861
0.001431	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998611
0.001449	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998566
0.001449	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998568
0.001485	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99848
0.001475	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998502
0.00149	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998467
0.001492	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998463
0.0015	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998443
0.001498	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998448
0.001519	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998399
0.001509	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998424
0.001456	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998548
0.004611	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994285
0.004664	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994233
0.004688	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994211
0.004827	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994078
0.004858	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.994048
0.004987	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993926
0.00496	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993952
0.005086	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993835
0.004932	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993978
0.004932	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993978
0.004941	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99397
0.004999	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993915
0.00493	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99398
0.005042	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993875
0.005049	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993868
0.005108	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993814
0.005109	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993813
0.005144	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993781

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.005142	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.993782
0.005189	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99374
0.000121	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000122	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000122	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000123	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000123	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000124	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000124	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000124	0.0011	30	0.0012	0.0011	1

11.1.2.2.3. Sezione 3

11.1.2.2.3.1. Profilo lato invaso

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.58351455	49.58351455	50	0.99167029	6	6.05	0.0046684	0.095	0.6
49.57904617	49.57904617	50	0.99158092	6	6.05	0.0047187	0.095	0.6
49.57905966	49.57905966	50	0.99158119	6	6.05	0.0047185	0.095	0.6
49.57796854	49.57796854	50	0.99155937	6	6.05	0.0047308	0.095	0.6
49.62544339	49.62544339	50	0.99250887	6	6.05	0.0041966	0.095	0.6
49.61858789	49.61858789	50	0.99237176	6	6.05	0.0042737	0.095	0.6
49.61858889	49.61858889	50	0.99237178	6	6.05	0.0042737	0.095	0.6
49.61522155	49.61522155	50	0.99230443	6	6.05	0.0043116	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	Ip	A	B	S_{u,c}/S_{u,0}
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.007693	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99167
0.007812	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.991581
0.007811	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.991581
0.00784	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.991559
0.00662	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992509
0.00679	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992372
0.00679	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992372
0.006875	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992304

11.1.2.2.3.2. Profilo in asse

[illegible]

[illegible]

<i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	<i>coesione non drenata in condizioni sismiche</i>	<i>coesione non drenata in condizioni statiche</i>	<i>coefficiente di degradazione ciclica</i>	<i>numero di cicli equivalenti del terremoto</i>	<i>magnitudo</i>	<i>parametro di degradazione</i>	<i>coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica</i>	
τ_{dyn}	$S_{u,c}$	$S_{u,0}=C_u$	δ	N	M	t	s	r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[num]	[-]	[-]	[-]	[-]
49.97130521	49.97130521	50	0.9994261	6	6.05	0.0003204	0.095	0.6
49.9712529	49.9712529	50	0.99942506	6	6.05	0.000321	0.095	0.6
49.97104993	49.97104993	50	0.999421	6	6.05	0.0003232	0.095	0.6
49.97081566	49.97081566	50	0.99941631	6	6.05	0.0003259	0.095	0.6
49.96661401	49.96661401	50	0.99933228	6	6.05	0.0003728	0.095	0.6
49.96663371	49.96663371	50	0.99933267	6	6.05	0.0003726	0.095	0.6
49.96098811	49.96098811	50	0.99921976	6	6.05	0.0004356	0.095	0.6
49.96093863	49.96093863	50	0.99921877	6	6.05	0.0004362	0.095	0.6
49.96005098	49.96005098	50	0.99920102	6	6.05	0.0004461	0.095	0.6
49.95994411	49.95994411	50	0.99919888	6	6.05	0.0004473	0.095	0.6
49.95936809	49.95936809	50	0.99918736	6	6.05	0.0004537	0.095	0.6
49.95939989	49.95939989	50	0.999188	6	6.05	0.0004534	0.095	0.6
49.95625428	49.95625428	50	0.99912509	6	6.05	0.0004885	0.095	0.6
49.95625557	49.95625557	50	0.99912511	6	6.05	0.0004885	0.095	0.6
49.95517589	49.95517589	50	0.99910352	6	6.05	0.0005006	0.095	0.6
49.95520024	49.95520024	50	0.999104	6	6.05	0.0005003	0.095	0.6
49.95286018	49.95286018	50	0.9990572	6	6.05	0.0005264	0.095	0.6
49.95286451	49.95286451	50	0.99905729	6	6.05	0.0005264	0.095	0.6
49.94958844	49.94958844	50	0.99899177	6	6.05	0.000563	0.095	0.6
49.94957759	49.94957759	50	0.99899155	6	6.05	0.0005631	0.095	0.6
49.94929738	49.94929738	50	0.99898595	6	6.05	0.0005662	0.095	0.6
49.95017718	49.95017718	50	0.99900354	6	6.05	0.0005564	0.095	0.6
49.9486691	49.9486691	50	0.99897338	6	6.05	0.0005733	0.095	0.6
49.9475093	49.9475093	50	0.99895019	6	6.05	0.0005862	0.095	0.6
49.95330208	49.95330208	50	0.99906604	6	6.05	0.0005215	0.095	0.6
49.61645364	49.61645364	50	0.99232907	6	6.05	0.0042977	0.095	0.6
49.60769374	49.60769374	50	0.99215387	6	6.05	0.0043963	0.095	0.6
49.60759356	49.60759356	50	0.99215187	6	6.05	0.0043974	0.095	0.6
49.6035127	49.6035127	50	0.99207025	6	6.05	0.0044433	0.095	0.6
49.62938072	49.62938072	50	0.99258761	6	6.05	0.0041523	0.095	0.6
49.62168712	49.62168712	50	0.99243374	6	6.05	0.0042389	0.095	0.6
49.62168539	49.62168539	50	0.99243371	6	6.05	0.0042389	0.095	0.6
49.6183731	49.6183731	50	0.99236746	6	6.05	0.0042761	0.095	0.6

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
4.15E-06	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
7.22E-06	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
6.51E-06	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000107	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000107	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000121	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000122	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000211	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000211	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000232	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000233	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000349	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000352	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000385	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000387	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000542	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000528	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000551	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000556	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000565	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000569	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000661	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00066	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00074	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000737	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00077	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000772	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00082	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00082	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000847	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000848	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000883	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000885	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000931	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000931	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000946	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000946	0.0011	30	0.0012	0.0011	1

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.000965	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.000965	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001004	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001006	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001007	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001009	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.00101	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001006	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001055	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001055	0.0011	30	0.0012	0.0011	1
0.001122	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999725
0.001117	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999767
0.00112	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999738
0.001123	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999722
0.001126	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999695
0.001128	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999681
0.001169	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999458
0.001169	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999458
0.001177	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999421
0.001175	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999429
0.001176	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999426
0.001176	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999425
0.001177	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999421
0.001178	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999416
0.001198	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999332
0.001198	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999333
0.001227	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99922
0.001227	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999219
0.001232	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999201
0.001232	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999199
0.001235	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999187
0.001235	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999188
0.001253	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999125
0.001253	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999125
0.00126	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999104
0.001259	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999104
0.001274	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999057

<i>deformazione a taglio ciclica</i>	<i>deformazione di soglia volumetrica</i>	<i>indice di plasticità</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>coefficiente sperimentale</i>	<i>rapporto tra resistenze al taglio non drenate</i>
γ_c	γ_v	I_p	A	B	$S_{u,c}/S_{u,0}$
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]
0.001273	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999057
0.001294	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998992
0.001294	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998992
0.001296	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998986
0.00129	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999004
0.0013	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.998973
0.001308	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99895
0.001271	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.999066
0.006844	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992329
0.007065	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992154
0.007067	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992152
0.007172	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.99207
0.006524	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992588
0.006713	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992434
0.006713	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992434
0.006796	0.0011	30	0.0012	0.0011	0.992367