

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO
UFFICIO DI CREMONA

Opere idrauliche di 2^a Categoria - fiume Po
(Legge n° 2885 del 18/01/1985)

LAVORI DI ADEGUAMENTO DELLA CHIAVICA DEL RIGLIO
NEI COMUNI DI CREMONA E SPINADESCO - ex CR-E-781

PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PRIMO LOTTO

PROGETTO ESECUTIVO

Tavola (rif. CR-E-781)	Titolo della tavola	Data
1.3	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE CIVILI	15.11.2001
		Scala

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA
A	15/11/2001	EMISSIONE
B	27/12/2007	EMISSIONE: PRIMO LOTTO - PRIMO STRALCIO
C	15/02/2011	ADEGUAMENTO AL D.M. 14.01.2008 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"
D		

PROGETTAZIONE GENERALE DELL'OPERA	A.I.Po - I° LOTTO del I° STRALCIO
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO PER LA PROGETTAZIONE GENERALE (ing. Michele PACCIANI)</p> <p>IL PROGETTISTA GENERALE DELL'OPERA (prof. ing. Raffaele POLUZZI)</p> <p>IL PROGETTISTA STRUTTURALE (prof. ing. Raffaele POLUZZI)</p>	<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO (ing. Luigi MILLE)</p> <p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO ESPROPRIATIVO (Dott.ssa Laura Landi)</p> <p>COLLABORATORI DEL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>ing. Marco LA VEGLIA</p> <p>geom. Luigi MACCABELLI</p> <p>geom. Fernando ALTABELLO</p> <p>arch. Giuliano BERNI</p>



INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE	10
3.2	CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI, PLINTI REGGITUBO, FONDAZIONE NUOVA CABINA ELETTRICA.....	10
3.3	CALCESTRUZZO PER IMBOCCHI, NUOVA VASCA DI ALLOGGIO POMPE, MANUFATTO PORTATUBI, CORREE DIAFRAMMI.....	10
3.4	ACCIAIO PER C.A.	11
3.5	ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA, MICROPALI E PALANCOLE	11
3.6	COPRIFERRO MINIMO	12
4	DIAFRAMMI IN C.C.A.....	13
4.1	PREMESSA.....	13
4.2	CRITERI DI CALCOLO	13
4.3	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	14
4.3.1	Combinazioni per la verifica agli SLU.....	18
4.3.2	Combinazioni per la verifica agli SLE.....	19
4.3.3	Combinazioni per la condizione sismica	20
4.4	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	21
4.5	METODO DI CALCOLO.....	21
4.5.1	Calcolo della profondità di infissione	21
4.5.2	Calcolo della spinte	22
4.5.3	Spinta in presenza di sisma.....	23
4.5.4	Analisi ad elementi finiti	23
4.5.5	Verifica alla stabilità globale	25
4.6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	26
4.6.1	Impostazioni di progetto	26
4.6.2	Parametri di spinta.....	27
4.7	TIPOLOGIE DIAFRAMMI.....	29
4.7.1	Diaframma di monte	29
4.7.2	Diaframma di valle.....	54
5	PALANCOLATI DI SOSTEGNO AGLI SCAVI.....	78
5.1	PREMESSA.....	78
5.2	CRITERI DI CALCOLO	78
5.3	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	78
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE	82



5.4.1	Combinazioni per la verifica agli SLU.....	82
5.4.2	Combinazioni per la verifica agli SLE.....	83
5.4.3	Combinazioni per la condizione sismica	83
5.5	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	84
5.6	METODO DI CALCOLO.....	84
5.7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	84
5.7.1	Impostazioni di progetto	84
5.7.2	Parametri di spinta.....	85
5.8	TIPOLOGIE DI PALANCO LATI DI SOSTEGNO AGLI SCAVI.....	87
5.8.1	Palancola A-A.....	87
5.8.2	Palancola B-B.....	103
6	<i>VASCA DI ADDUZIONE. SCATOLARE.....</i>	115
6.1	PREMESSA.....	115
6.2	CRITERI DI CALCOLO	116
6.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	116
6.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO	116
6.5	METODI DI ANALISI.....	117
6.6	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	117
6.6.1	Resistenze di calcolo dei materiali	117
6.6.2	Verifiche a flessione	118
6.6.3	Verifiche a taglio	118
6.7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	119
6.7.1	Verifica delle tensioni in esercizio	119
6.7.2	Verifica di fessurazione	119
6.7.3	Stato limite di deformazione	122
6.8	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	123
6.9	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE.....	125
6.10	SCHEMA STATICO.....	125
6.11	ANALISI DEI CARICHI.....	128
6.12	COMBINAZIONI DI CARICO.....	130
6.12.1	Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE).....	131
6.12.2	Combinazione 1 (verifiche STRU – SLV).....	137
6.12.3	Combinazione 2 (verifiche GEO – SLU e SLE).....	140
6.12.4	Combinazione 2 (verifiche GEO – SLV).....	145
6.12.5	Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU-SLV	148
6.12.6	Verifica a taglio	152
6.12.7	Verifiche SLE.....	154
6.13	VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO	173



7	VASCA DI ADDUZIONE. ELEMENTO AD U.....	174
7.1	PREMESSA.....	174
7.2	CRITERI DI CALCOLO	175
7.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	175
7.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO	175
7.5	METODI DI ANALISI.....	176
7.6	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	176
7.6.1	Resistenze di calcolo dei materiali	176
7.6.2	Verifiche a flessione	177
7.6.3	Verifiche a taglio	177
7.7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	178
7.7.1	Verifica delle tensioni in esercizio	178
7.7.2	Verifica di fessurazione	178
7.7.3	Criteri e definizione dell'azione sismica.....	181
7.8	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE.....	185
7.9	SCHEMA STATICO.....	185
7.10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	187
7.10.1	Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE)	188
7.10.2	Combinazione 1 (verifiche STRU – SLV)	194
7.10.3	Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU-SLV	199
7.10.4	Verifica a taglio	203
7.10.5	Verifiche SLE	205
7.11	VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO	211
8	MANUFATTO DI SOSTEGNO TUBAZIONI IN SOMMITA' ARGINALE	212
8.1	PREMESSA.....	212
8.2	CRITERI DI CALCOLO	212
8.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	212
8.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO	212
8.5	METODI DI ANALISI.....	213
8.6	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	213
8.6.1	Resistenze di calcolo dei materiali	213
8.6.2	Verifiche a flessione	214
8.6.3	Verifiche a taglio	214
8.7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	214
8.7.1	Verifica delle tensioni in esercizio	214
8.7.2	Verifica di fessurazione	214
8.8	SOLETTA SUPERIORE.....	216
8.8.1	Combinazioni di carico	217



8.8.2	Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU	219
8.8.3	Verifica a taglio	220
8.8.4	Verifiche SLE	221
8.9	CARICHI SUI MICROPALI.....	223
8.9.1	Pesi propri.....	223
8.9.2	Carichi permanenti portati	223
8.9.3	Carichi mobili	224
8.9.4	Carico totale a micropalo – approccio 1 – combinazione 2.....	224
8.9.5	Verifiche di resistenza	224
8.9.6	PORTANZA DEI MICROPALI	224
8.10	PLINTI DI SOSTEGNO ALLE TUBAZIONI.....	226
8.10.1	Pesi propri.....	226
8.10.2	Carichi permanenti portati	226
8.10.3	Carico totale a micropalo – approccio 1 – combinazione 2.....	226
8.10.4	PORTANZA DEI MICROPALI	226
8.10.5	Verifiche di resistenza	227
9	IMBOCCHI DI MONTE.....	228
9.1	PREMESSA.....	228
9.2	CRITERI DI CALCOLO	228
9.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	228
9.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO	229
9.5	METODI DI ANALISI.....	230
9.6	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	230
9.6.1	Resistenze di calcolo dei materiali	230
9.6.2	Verifiche a flessione	230
9.6.3	Verifiche a taglio	230
9.7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	231
9.7.1	Verifica delle tensioni in esercizio	231
9.7.2	Verifica di fessurazione	231
9.8	SCHEMA STATICO.....	233
9.9	COMBINAZIONI DI CARICO	235
9.9.1	Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE)	236
9.9.2	Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU-SLV	246
9.9.3	Verifica a taglio	251
9.9.4	Verifiche SLE	255



1 PREMESSA

Nel presente documento di calcolo vengono aggiornate le verifiche delle strutture progettate in data 15/11/2001, adeguandole ai sensi della normativa vigente (in particolare al D.M. 14/01/2008 e relativa Circolare n°617 del 02/02/2009).

Come risulterà da quanto segue, le strutture non subiscono significative variazioni rispetto a quanto indicato nella precedente progettazione.

L'esigenza, già illustrata nella Relazione Generale, di migliorare la sicurezza e la stabilità delle arginature poste in corrispondenza della chiavica a foce Riglio (ubicata nel Comune di Spinadesco (CR)), nonché di incrementare in misura sensibile la capacità di smaltimento dell'impianto in occasione delle piene del Po (allorché lo scarico a gravità risulti impedito) e, infine, la necessità di migliorare sotto il profilo della sicurezza funzionale la gestione del sistema, ha portato ad individuare una pluralità di interventi di seguito prospettati.

Per la messa in sicurezza e la stabilità dell'impianto esistente: al fine di evitare gli accertati fenomeni di filtrazione verificatisi durante la piena dell'ottobre 2000 si prevede la costruzione di un diaframma di protezione in c.a. collegato all'esistente chiavica e che si sviluppa a valle della stessa per 27.5m circa in destra idraulica e per 22.5m in sinistra al colatore. Tale diaframma di protezione è previsto con spessore di 60cm e si spingerà ad una profondità di 20m al di sotto del piano golenale.

Per il potenziamento della capacità di scarico della chiavica sono previsti in linea generale:

- a) l'installazione della 4^a pompa (P4) nel manufatto esistente, all'interno di un alloggiamento già predisposto, con un incremento di portata di 1,2 m³/s;
- b) la realizzazione sulla banca destra del Riglio di un impianto di sollevamento ausiliario (vasca di adduzione) per 2 gruppi (P5 e P6), ciascuno con portata di 2,4 m³/s.

Con la realizzazione di tali opere la potenzialità di scarico passerà da 3,6 m³/s ad un totale di 9,6 m³/s. Si osserva tuttavia fin d'ora che, per contenere entro determinati limiti la spesa derivante dalle nuove opere, l'impianto ausiliario sarà dotato in questa fase di un solo gruppo (P5) cosicché, con la realizzazione del presente stralcio funzionale, la portata complessiva degli impianti sarà di 7,2 m³/s, tale comunque da raddoppiare la potenzialità attuale.

Per migliorare la sicurezza funzionale delle opere esistenti sono stati individuati i seguenti interventi:

- a) lo spostamento sul fronte della chiavica delle luci di ingresso alle due camere di aspirazione pompe ed il posizionamento di due griglie di protezione inclinate e complete, in sommità, di piani di lavoro per le operazioni di diserbo manuale. La larghezza del piano di lavoro sarà tale da consentire in futuro il piazzamento di un sistema di pulizia meccanizzato;
- b) la predisposizione di panconcelli per la chiusura di emergenza delle finestre di scarico delle pompe nell'eventualità di piene eccezionali con quote superiori a quella della soglia di dette finestre.



La vasca di adduzione verrà realizzata presso la banca destra dell'attuale canale a monte dell'impianto, in un tratto di scarpata ove si rende necessario provvedere a scavi contenuti in palancolati metallici provvisori e che in parte, per motivi di praticità esecutiva ed economiche, rimarranno in loco. In alcune fasi di scavo e di costruzione del fondo e della pareti della vasca, le palancole saranno reciprocamente contrastate tramite idonee puntellature metalliche e corree di ripartizione.

I supporti delle tubazioni, collocati essenzialmente in corrispondenza dei cambi di direzione, saranno costituiti da blocchi di calcestruzzo armato, a loro volta appoggiati su micropali, stanti le caratteristiche geotecnicamente scadenti dei terreni più superficiali.

Il dimensionamento dei supporti e delle relative fondazioni è determinato dalle azioni statiche e dinamiche dell'acqua nei tubi (depressioni determinate dall'andamento altimetrico particolarmente significativo presso il sifone, peso del tubo e dell'acqua, effetti dinamici connessi al moto dell'acqua).

Per consentire la realizzazione dei nuovi imbocchi di monte è necessario allargare la sezione trasversale a monte dell'impianto, pertanto andrà eseguita una conveniente diaframmatrice a protezione delle scarpate laterali. Detti diaframmi, inizialmente funzionanti a sbalzo, quindi puntellati dal solettone di base di fondo canale, forniscono anche l'appoggio esterno delle solette costituenti il piano di lavoro in sommità imbocchi.

Altro elemento strutturale significativo è il manufatto posto a protezione delle tubature che attraversano la sommità arginale.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono effettuate nello spirito del metodo *semiprobabilistico agli Stati Limite* nel rispetto della normativa vigente, prendendo in particolare a riferimento le seguenti leggi, normative e circolari:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;



UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;

UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

UNI EN 1794-1:2004 (appendice A) (appendice E) – Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;

UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade;

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali geometriche per la costruzione delle strade”;

Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285 – Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell'articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85;

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale;

L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale;



Doc. N.
1.3 Relazione Calcolo Opere Civili_2011.doc

REV.
1

FOGLIO
9 di 261

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada;

L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada;

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili;

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.



3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

3.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

3.2 CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI, PLINTI REGGITUBO, FONDAZIONE NUOVA CABINA ELETTRICA.

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC2

Resistenza minima: CLASSE C25/30

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30.00	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	24.90	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm^2
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm^2
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	1.79	N/mm^2

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	14.11	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.19	N/mm^2

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	14.94	N/mm^2
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	11.21	N/mm^2

3.3 CALCESTRUZZO PER IMBOCCHI, NUOVA VASCA DI ALLOGGIO POMPE, MANUFATTO PORTATUBI, CORREE DIAFRAMMI.

Per la realizzazione delle opere in oggetto si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione: XC4

Resistenza minima: CLASSE C28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35.00	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	29.05	N/mm^2



Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	37.05 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	32588 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	2.83 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	1.98 N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$		1.50 --
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85 --
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{cm} / \gamma_C$	=	16.46 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1.32 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	17.43 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	13.07 N/mm ²

3.4 ACCIAIO PER C.A.

Si utilizza acciaio per cemento armato tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$		540.00 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$		450.00 N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$		1.15 --
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	=	391.30 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione massima di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	=	360.00 N/mm ²
------------------------------	---------------------------------	---	--------------------------

3.5 ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA, MICROPALI E PALANCOLE

Per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica, si prevede l'utilizzo di un acciaio tipo S355 (ex Fe 510), che presenta le seguenti caratteristiche:

Acciaio S355JR (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	355.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	510.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
	→ $\gamma_{M2} =$	1.25
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} =$	338.00 N/mm ²



3.6 COPRIFERRO MINIMO

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h .

Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5mm.

Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm per le fondazioni e 30mm nelle elevazioni.



4 DIAFRAMMI IN C.C.A.

4.1 PREMESSA

Vengono individuate due sezioni significative denominate rispettivamente: “Diaframma di monte” (posto a sostegno del manufatto in c.a. di imbocco alle nuove aperture) e “Diaframma di valle” (previsto per la messa in sicurezza dell’impianto e che costituisce essenzialmente una protezione contro possibili fenomeni di filtrazione che si possono verificare quando il Po è in piena).

Il “**Diaframma di monte**” è a sostegno delle scarpate poste ai lati del nuovo imbocco a nord della chiavica. Ai fini delle verifiche vengono individuate due fasi:

una prima fase, presente durante la realizzazione degli scavi (e quindi definibile come “temporanea”), in cui non è stata ancora gettata la soletta di valle al piede dello scavo, ma neppure è stata realizzata la scarpata a tergo diaframma (pertanto possono essere presenti i mezzi d’opera);

una seconda fase, che può definirsi “definitiva”, in cui è presente sia la soletta al piede, che la scarpata di monte. In tale fase viene preso in considerazione anche un forte dislivello tra falda a tergo diaframma e falda a valle.

Il “**Diaframma di valle**”, come già accennato, ha essenzialmente finalità di protezione idraulica nel caso eccezionale di piena del Po, tuttavia può essere cimentato anche nel verso opposto. Esso si sviluppa, a valle dell’impianto, per circa 30m, sia in destra che in sinistra; la testa del diaframma raggiunge pressoché la sommità arginale, per spingersi ad una profondità di circa 20m al di sotto del piano golenale. Ai fini delle verifiche vengono individuate due fasi significative:

una fase di esercizio, in cui vengono massimizzate le azioni di monte rispetto a quelle di valle: si considera pertanto il Po in magra, viene ipotizzata una prevalenza della falda di monte di un paio di metri, e si mettono in conto anche forti carichi accidentali sul rilevato;

una fase eccezionale, appunto in caso di piena del Po, in cui viene massimizzata la prevalenza della falda di valle ed il funzionamento del diaframma è quindi “verso monte”.

4.2 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono condotte, in osservanza al *D.M. del 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”* (in seguito indicate anche come NTC), attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

Il calcolo dei diaframmi viene eseguito in accordo con il § 6.5.3.1.2 delle NTC, per quanto riguarda la verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio.

Al fine di rappresentare il comportamento dei diaframmi durante le fasi di lavoro è opportuno l’impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l’interazione, in fase elasto-plastica, tra terreno e paratia. Per questo scopo si impiega il programma di calcolo Pac della società “Aztec informatica srl”.



4.3 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (NTC), i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle NTC.

Il rispetto degli Stati Limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle (NTC) e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NTC).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) s'intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento (P_{VR}) in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a **100 anni**;

La classe d'uso assunta è la **III**;

Dalla tabella Tab.2.4.II delle (NTC) è possibile risalire al valore del coefficiente d'uso (C_u)

$C_u = 1.5$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$V_R = V_N \cdot C_u =$ **150 anni**



I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10 \%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* , dove:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t) di cui al § 3.2.3.2.;

L'opera ricade alla latitudine nord di: 45.1371 (gradi) e Longitudine est: 10.029 (gradi).

Terreno tipo: C



Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	90	0.048	2.566	0.260
Danno	151	0.057	2.594	0.277
Salvaguardia Vita	1424	0.112	2.630	0.324
Prevenzione Collasso	2475	0.131	2.632	0.335

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono:

(a_g/g) = 0.112 ; F_0 = 2.630 ; T^*_c = 0.324

Il calcolo viene eseguito con i metodi pseudostatici (§ 7.11.6 NTC). Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9 \text{ delle NTC})$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10 \text{ delle NTC})$$

dove SS è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2. delle NTC, riportata di seguito.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3 delle NTC, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H. \quad (7.11.11 \text{ delle NTC})$$



Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \times a_{\max}/g$.

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi dei seguenti diaframmi in c.a.:

- Diaframma di monte di $H = 12\text{m}$;
- Diaframma di valle di $H = 22.70\text{m}$;

Nel caso del diaframma di monte di $H=12\text{m}$ si ha che: $u_s = 0,005 \times H = 6.0\text{cm}$, mentre nel diaframma di valle di $H=22.7\text{m}$ $u_s = 0,005 \times H = 11.35\text{cm}$

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza rispetto ai possibili cinatismi di collasso verificando il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. delle NTC.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

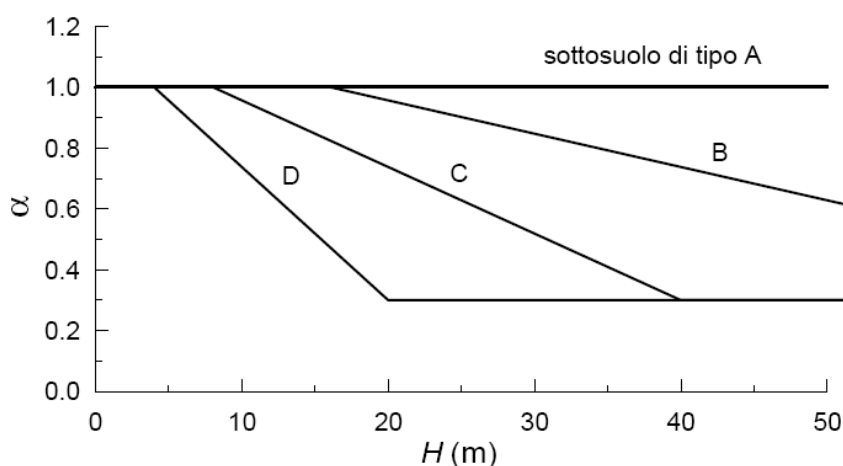


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

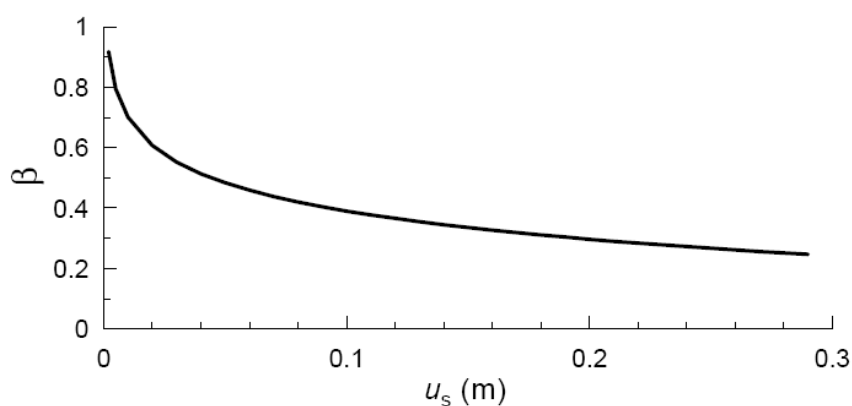


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β



Nei casi in esame, considerando la possibilità del diaframma di subire spostamenti rispetto al terreno pari a 6.0cm e 11.35cm, rispettivamente per le altezze $H=12m$, ed $22.7m$, il coefficiente β risulterebbe a sua volta pari a $\beta_m=0.457$ e a $\beta_m=0.372$.

I coefficiente α , considerando le varie altezze della paratia ed in presenza di suolo C, risulta pari ad $\alpha=0.917$ ($H=12m$), ed $\alpha=0.674$ ($H=22.7m$).

Pertanto risulterà quanto segue:

-Diaframma di $H=12m$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.917 \cdot 0.457 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.071g$$

-Diaframma di $H=22.7m$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.674 \cdot 0.372 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.042g$$

- Combinazioni di carico agli stati limite

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle (NTC).

4.3.1 Combinazioni per la verifica agli SLU

Per le paratie § 6.5.3.1.2 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni:



- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

4.3.2 Combinazioni per la verifica agli SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Nella presente relazione di calcolo si fa riferimento solamente alla combinazione "Rara" in quanto risulta la più significativa.

4.3.2.1 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione vengono eseguite considerando una classe di esposizione XC4 (condizioni ambientali di tipo aggressivo).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico quasi permanente poiché risulta essere la più significativa:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

In ambiente di tipo "aggressivo", sotto l'azione della combinazione quasi permanente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale $w_1 = 0.2\text{mm}$.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella Tab.4.1.IV delle NTC, di seguito riportata:



Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1 , w_2 , w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

4.3.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel capitolo 6 delle NTC.



4.4 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

I calcoli della struttura saranno eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo **PAC 10.0**, versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS). Licenza n. AIU26662G.

4.5 METODO DI CALCOLO

4.5.1 Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.



4.5.2 Calcolo della spinte

Per il calcolo della spinta si utilizzerà il metodo Mononobe- Okabe, tale metodo adotta le stesse ipotesi della teoria di Mueller-Breslau: un cuneo di spinta a monte della paratia che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura curvilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v) \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

essendo:

α = angolo tra il paramento contro terra e l'orizzontale,

ϕ = angolo di attrito del terreno,

δ = angolo di attrito terreno-muro,

β = angolo rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$



$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

4.5.3 Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe**.

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma.

Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a $1/3$ dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

4.5.4 Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli.



4.5.4.1 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. La matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

4.5.4.2 Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

Il programma **PAC** considera il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto; si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Per quanto concerne il criterio di plasticizzazione del terreno (molle) il programma fa riferimento ad un criterio di tipo cinematico o ad uno di tipo statico. Nel primo la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Nel secondo si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. L'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche).

Un sistema non lineare, viene risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate.



4.5.5 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.1.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.



4.6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'assunzione dei parametri geotecnici da inserire nel calcolo dei diaframmi è il risultato di un attento esame dei diagrammi ottenuti con le prove in situ.

La natura e la consistenza dei terreni varia fra il terreno di sommità (costituente l'attuale arginatura, e quindi con caratteristiche geotecniche discrete) e quello in golena (in falda e con caratteristiche mediamente inferiori); pertanto vengono assunti i seguenti parametri geotecnici:

Terreno di sommità: $\phi = 35^\circ$, $c=0$, $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$

Terreno in profondità: $\phi = 33^\circ$, $c=0$, $\gamma = 0.9 \text{ t/m}^3$

Il calcolo è stato effettuato per una striscia di larghezza unitaria, con riferimento al comportamento elastico del terreno compreso fra le condizioni limiti di spinta attiva e spinta passiva e con riguardo alle fasi di successivo approfondimento.

4.6.1 Impostazioni di progetto

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi Effetto</i>			<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ		1.00	1.00



Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi Effetto</i>			<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

4.6.2 Parametri di spinta

I valori dei coefficienti di spinta attiva (k_a) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, mentre i coefficienti di spinta passiva (k_p) secondo le relazioni di Caquot. Il valore dell'angolo di attrito terreno-paratia (δ) è stato posto pari a 12° sia per la spinta passiva, sia per la spinta attiva.

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\pi/2 + \phi)}{(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi)}{\sin(\pi/2 - \delta)}})^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

Per le verifiche strutturali delle paratie si hanno i seguenti valori dei coefficienti di riduzione e dei coefficienti sismici di progetto.

-Diaframma di H=12m

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.913 \cdot 0.457 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.071g$$

-Diaframma di H=22.7m

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.674 \cdot 0.372 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.071g$$

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta delle terre in fase sismica si segue



$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

I coefficienti di spinta sono valutati considerando i seguenti angoli:

$$\bar{\alpha}' = \bar{\alpha} + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove:

$\bar{\alpha}$	=	angolo formato dal paramento verticale con la verticale
β	=	angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale
β'	=	$\beta + \theta$
$\bar{\alpha}'$	=	$\bar{\alpha} + \theta$

Tramite le formule di Mononobe & Okabe, si ricavano i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva in fase sismica (k_{aS} - k_{pS}).



4.7 TIPOLOGIE DIAFRAMMI

4.7.1 Diaframma di monte

4.7.1.1 Premessa

Caratteristiche geometriche principali

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto per una striscia di larghezza unitaria, le verifiche vengono eseguite con riferimento ad un tratto modulare tipico di larghezza $B=2.50\text{m}$. I tabulati sono riportati in Allegato 1.

Viene dapprima esaminata la "Fase provvisoria", quindi la "Fase definitiva". In particolare si precisa quanto segue:

a) Fase provvisoria

Schema statico: a sbalzo

Altezza scavo: $H_s = 5.0\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 7.0\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 12.00\text{m}$

Livello della falda di monte e di valle: $z = -5.0\text{m}$ dalla sommità

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Carico accidentale pari a 5kN/mq per un tratto di 10m dal diaframma.

b) Fase definitiva

Schema statico: a sbalzo con vincolo al piede (appoggio fornito dalla soletta di fondo canale)

Altezza scavo: $H_s = 4.80\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 7.20\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 12.00\text{m}$

Livello della falda di monte: $z = -2.80\text{m}$ dalla sommità

Livello della falda di valle: $z = -4.80\text{m}$ dalla sommità

Pendenza del terreno di monte sull'orizzontale: $\approx 35^\circ$

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Sisma orizzontale

Poiché non si considera nessun carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanente, frequenti, rare coincidono.

Si riportano di seguito i modelli agli elementi finiti implementati:



4.7.1.2 Fase Provvisoria

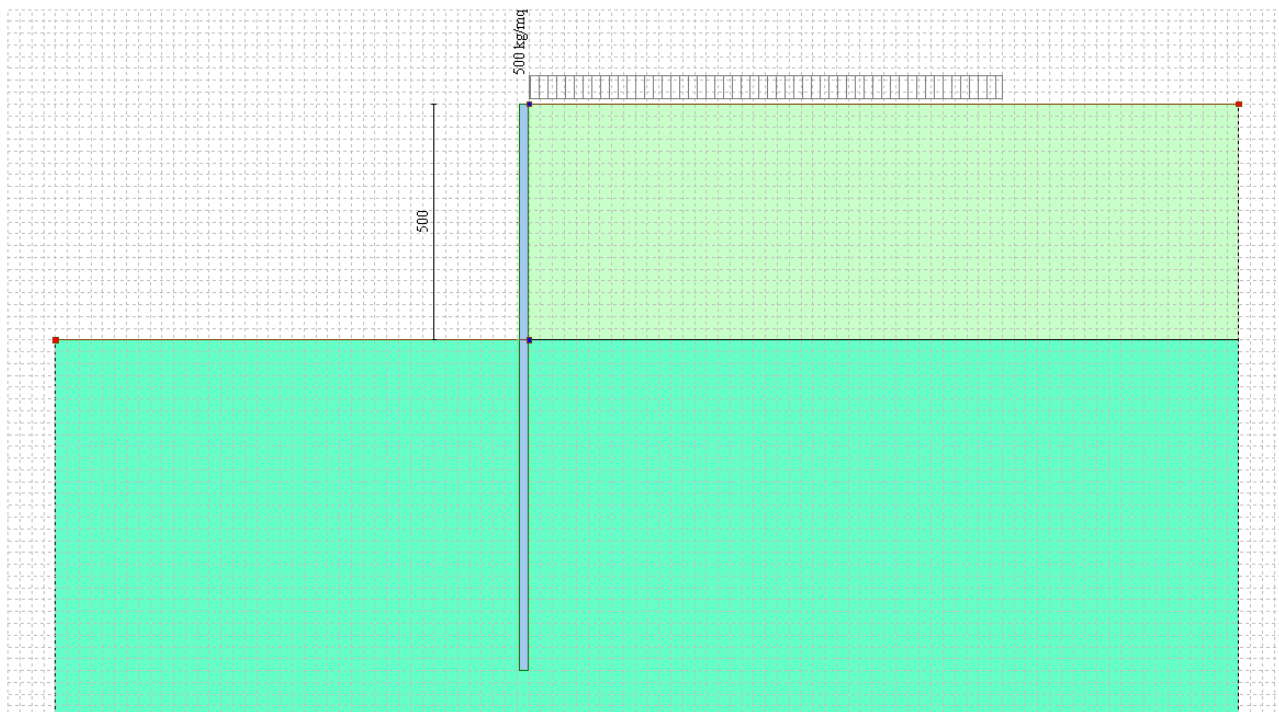


Figura 4-1: modello agli elementi finiti implementato con indicato il sovraccarico considerato sul terreno

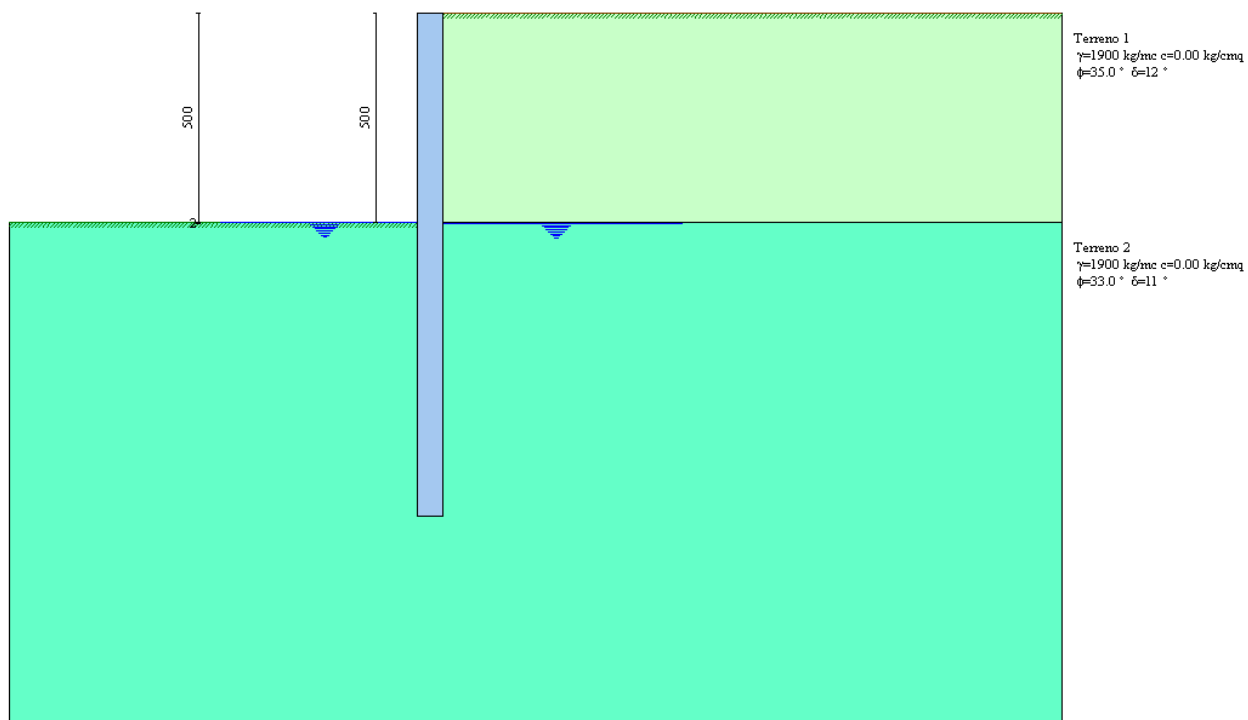


Figura 4-2: modello agli elementi finiti implementato con indicate le caratteristiche del terreno



4.7.1.2.1 Valori delle sollecitazioni per metro di paratia per le varie combinazioni di carico

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie combinazioni di carico considerate:

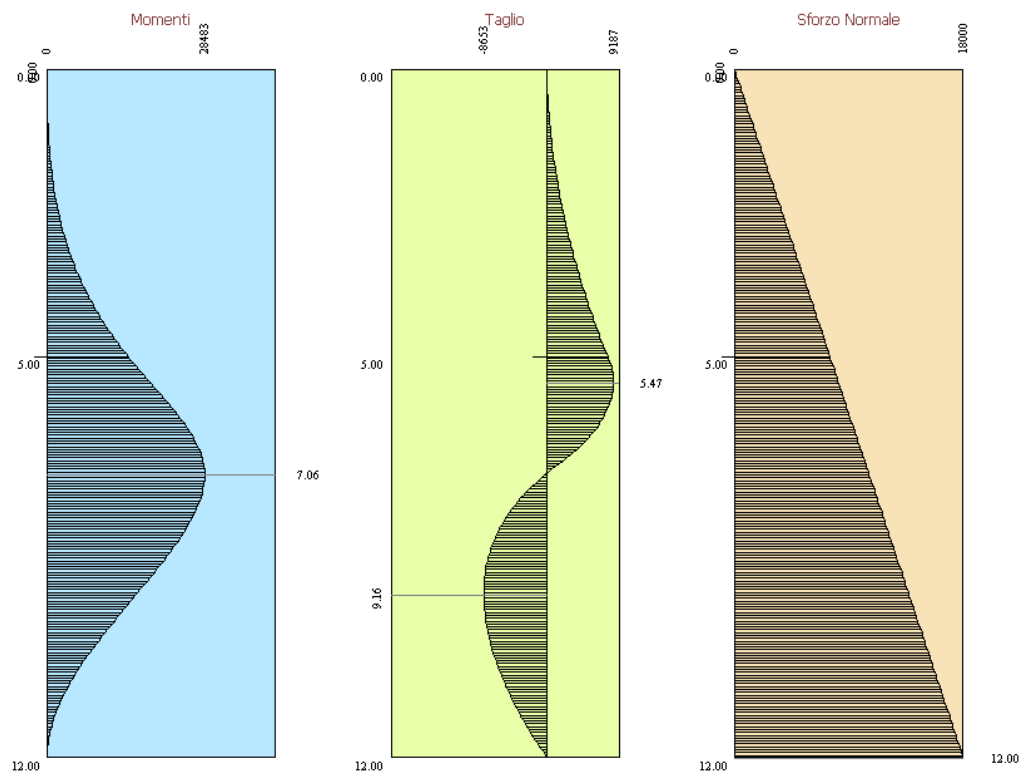


Figura 4-3: combinazione SLU (A1-M1)

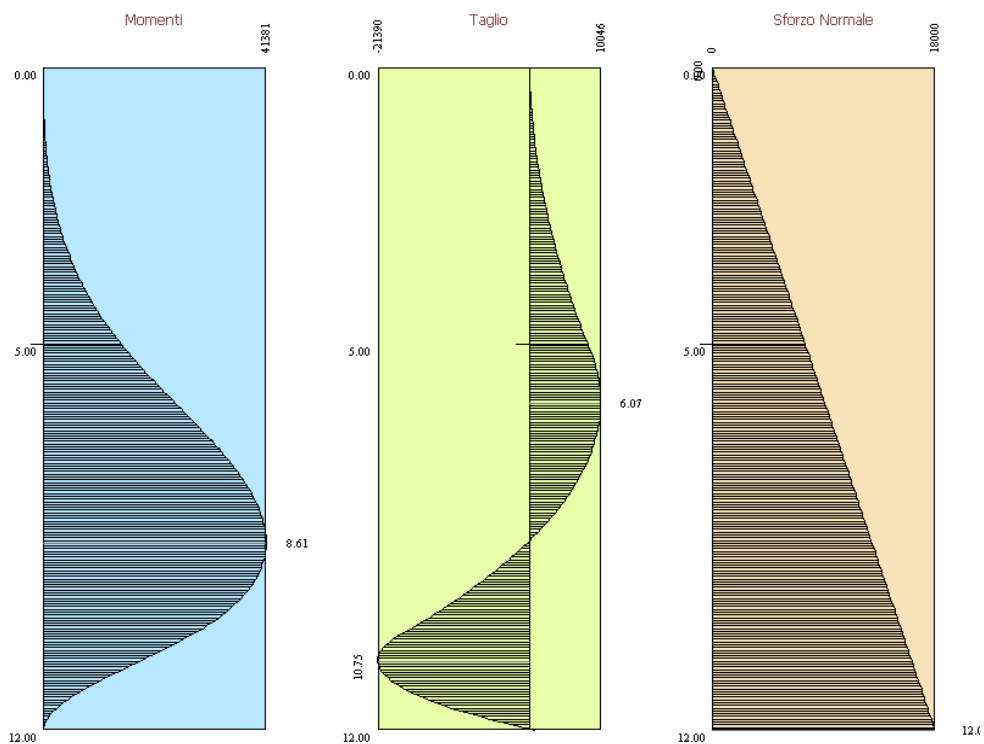


Figura 4-4: combinazione SLU (A2-M2)

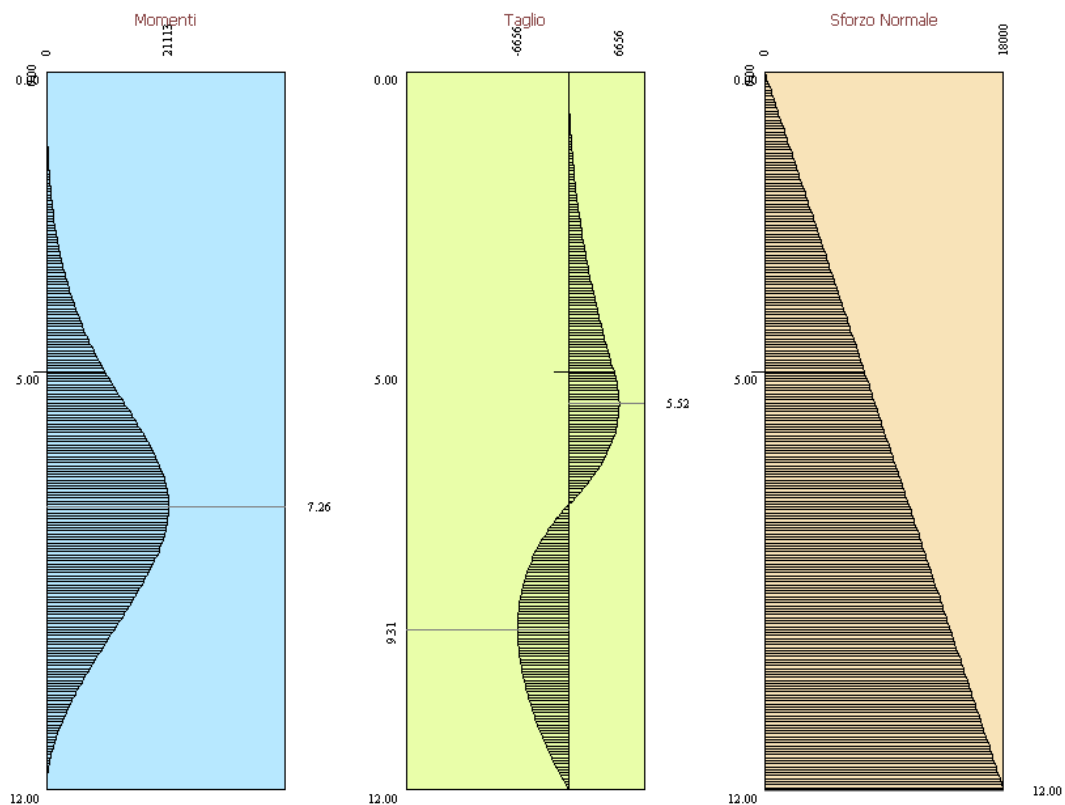


Figura 4-5: combinazione quasi permanente

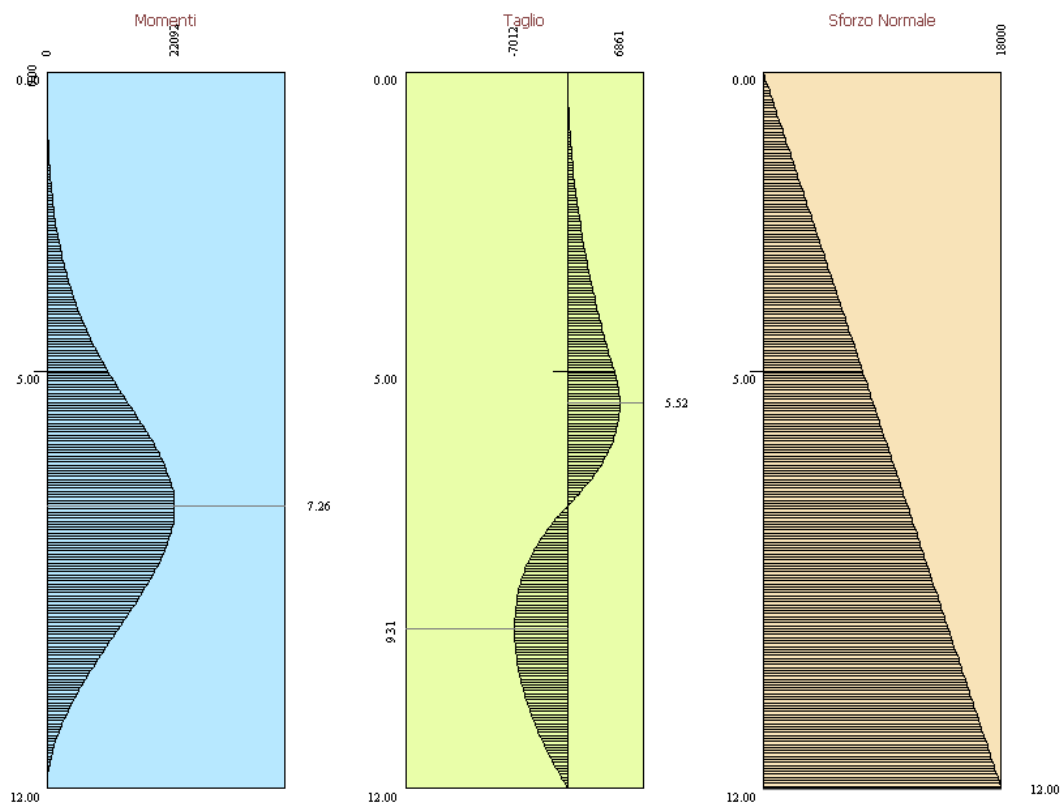


Figura 4-6: combinazione frequente

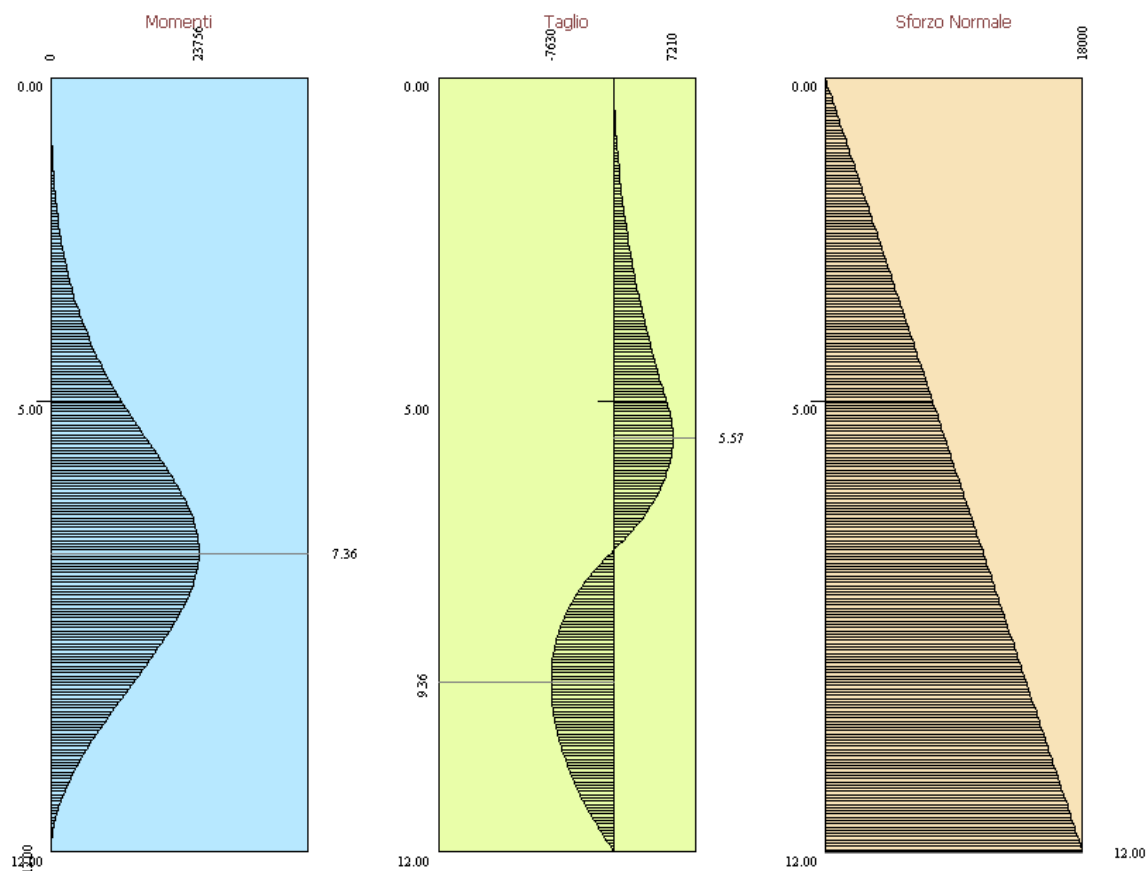


Figura 4-7: combinazione rara

4.7.1.2.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21Φ24 ($A_s'=94.95\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.4+2.4/2=8.6\text{cm}$
Armatura compressa	11Φ20 ($A_s=34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.4+2.0/2=8.4\text{cm}$

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 413.81 \cdot 2.50 = 1034.52 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 8.61\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 8.61 \cdot 25.0 = -322.88 \text{ kN}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE PROVVISORIALE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Diaframma di monte - fase provvisoriale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.5	8.4
2	94.95	51.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

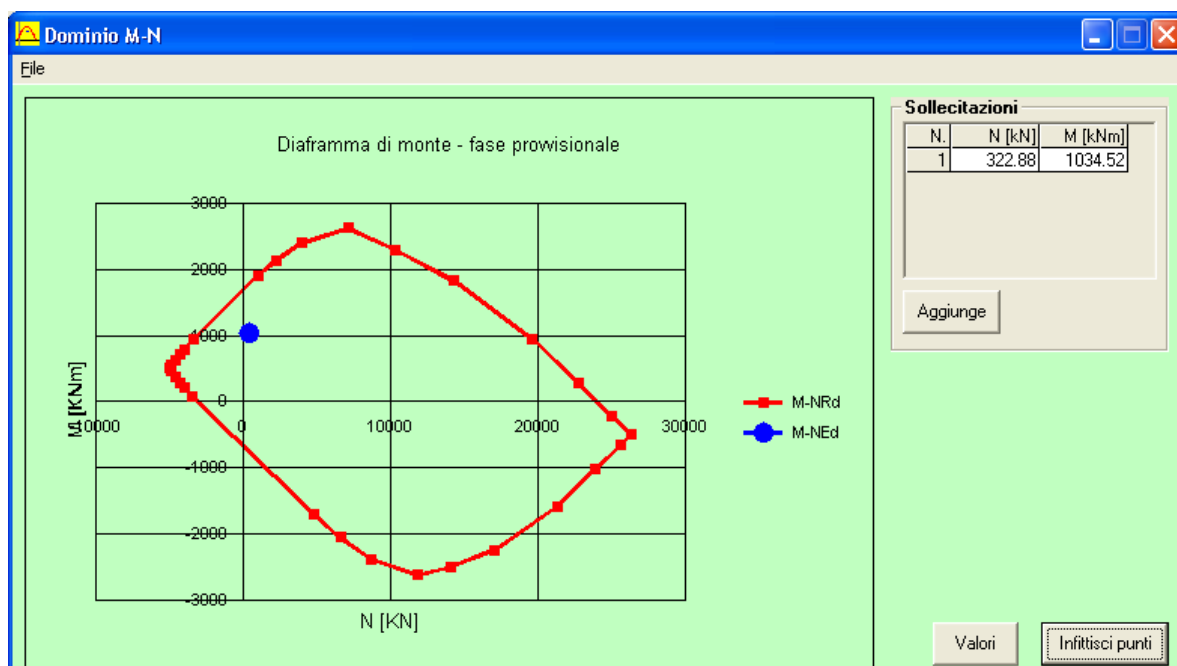
M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$



4.7.1.2.3 Verifica a taglio

Sollecitazioni

Taglio max: $T_{\max} = 213.90 \cdot 2.50 = 534.75 \text{ kN}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 10.75\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 10.75 \cdot 25.0 = -403.125 \text{ kN}$

Armatura a taglio presente: 1+1 staffe $\phi 10/25\text{cm}$

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti nel caso di sezioni con specifica armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

V_{rd}	=	570.65	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	534.75	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	570.65	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	3357.55	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	403.13	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	250.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	51.60	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	314	mm ²	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n°braccia staffe
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta .



4.7.1.2.4 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione vengono eseguite considerando a favore di sicurezza una classe di esposizione XC4 (condizioni ambientali di tipo aggressivo).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico quasi permanente poiché risulta essere la più significativa:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

In ambiente di tipo "aggressivo", sotto l'azione della combinazione quasi permanente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale $w_1 = 0.2\text{mm}$.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21 Φ 24 ($A_s = 94.95\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.4/2=8.6cm
Armatura compressa	11 Φ 20 ($A_s = 34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 211.13 \cdot 2.50 = 527.83 \text{ kNm}$ (combinazione quasi permanente) a quota $z = 7.26\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 7.26 \cdot 25.0 = -272.25 \text{ Kn}$

Le verifiche sono riportate per esteso nella tabella della pagina seguente, mentre i risultati vengono qui riassunti:

a) Formazione delle fessure

In sezione interamente reagente: $\sigma_{ct} = 2.68\text{N/mm}^2 (> f_{ctk} = 2.13 \text{ N/mm}^2)$

b) Apertura delle fessure

In sezione parzializzata: $w_k = 0.113\text{mm} < w_{\text{amm}} = 0.20\text{mm}$



Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15		
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Altezza	$H =$	60	cm	
Larghezza	$B =$	250	cm	
Area acciaio teso	$A_s =$	94.95	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.6	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s =$	34.5	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio compresso	$c's =$	8.4	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.4	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	7.4	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.4	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	527.83	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-272.25	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.00516	cm ⁻¹	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.13	N/mm ²	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	31.14	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	186125	cm ³	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	396.77	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	2.68	N/mm ²	> σ_{mat}
Sezione fessurata: apertura fessure				
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	527.83	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-272.25	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	-0.00516		
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	20.06	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.68	N/mm ²	
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	109.70	N/mm ²	
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	504.7	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\sigma_{sr} =$	104.90	N/mm ²	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza media barre	$s =$	11.9	cm	
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	2.68	N/mm ²	
	$\sigma_2 =$	-3.22	N/mm ²	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	11.9	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	20.0	cm ²	
Area efficace	$A_{ceff} =$	237.6	cm ²	
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	4.52	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	23.49	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	2.84E-04		
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.113	mm	< w_{amm}

Verifica soddisfatta.



4.7.1.2.5 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara) poiché risulta la più significativa:

$$G_1 + G_2 + Q$$

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21 Φ 24 ($A_s=94.95\text{cm}^2$)
Copri ferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.4/2=8.6cm
Armatura compressa	11 Φ 20 ($A_s=34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copri ferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 237.56 \cdot 2.50 = 593.90 \text{ kNm}$ (combinazione rara) a quota z = 7.36m

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 7.36 \cdot 25.0 = -276 \text{ kN}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE PROVVISORIALE-rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Diaframma di monte - fase provvisoria-cond. rara

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.5	8.4
2	94.95	51.4

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 276 kN
M_{xEd} 0 593.9 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -5.262 N/mm²
σ_s 125.2 N/mm²
ε_s 0.6259 ‰
d 51.4 cm
x 19.88 x/d 0.3867
δ 0.9234

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Poiché la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c rispetta la condizione $\sigma_c < 0.6f_{ck} = 0.6 \cdot 24.90 = 14.94 \text{ kg/cm}^2$ e la massima tensione nell'acciaio risulta sensibilmente inferiore allo $0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ le verifiche agli stati limite di esercizio risultano soddisfatte.



4.7.1.2.6 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2] con indicato il coefficiente di sicurezza che risulta pari a 1.37

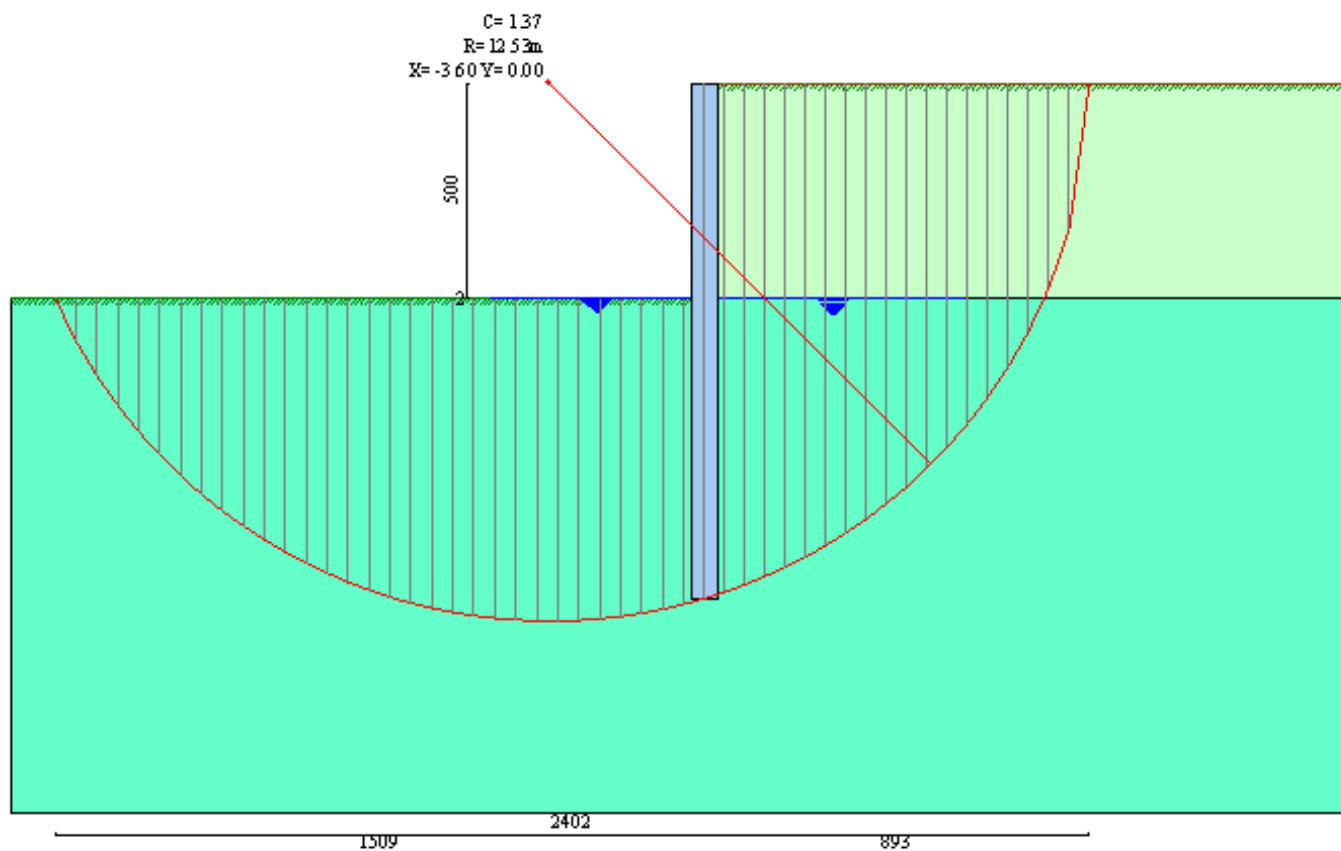


Figura 4-8: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa [A2-M2]

4.7.1.2.7 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio.

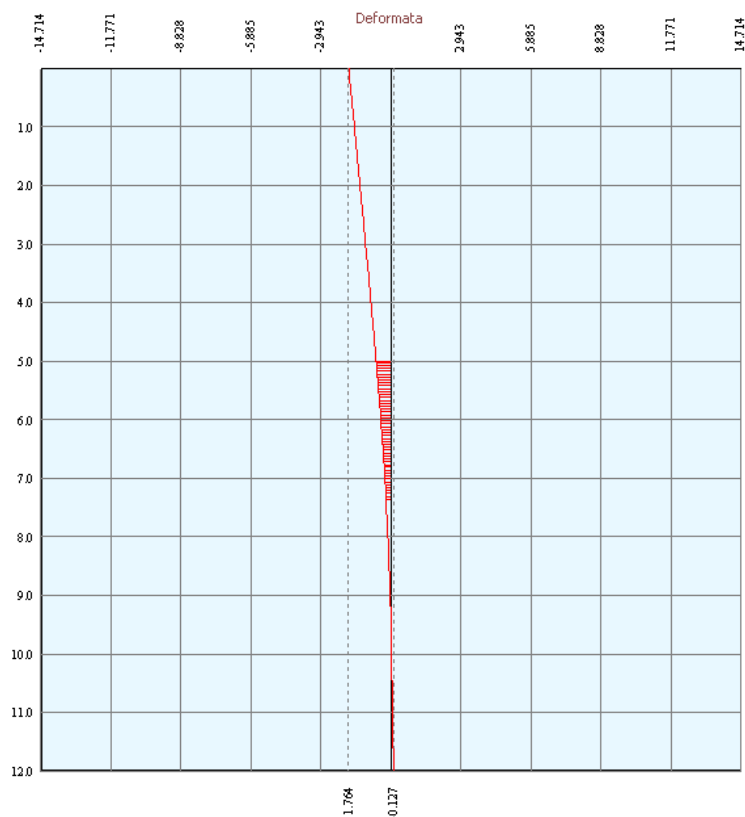


Figura 4-9: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [RARE]

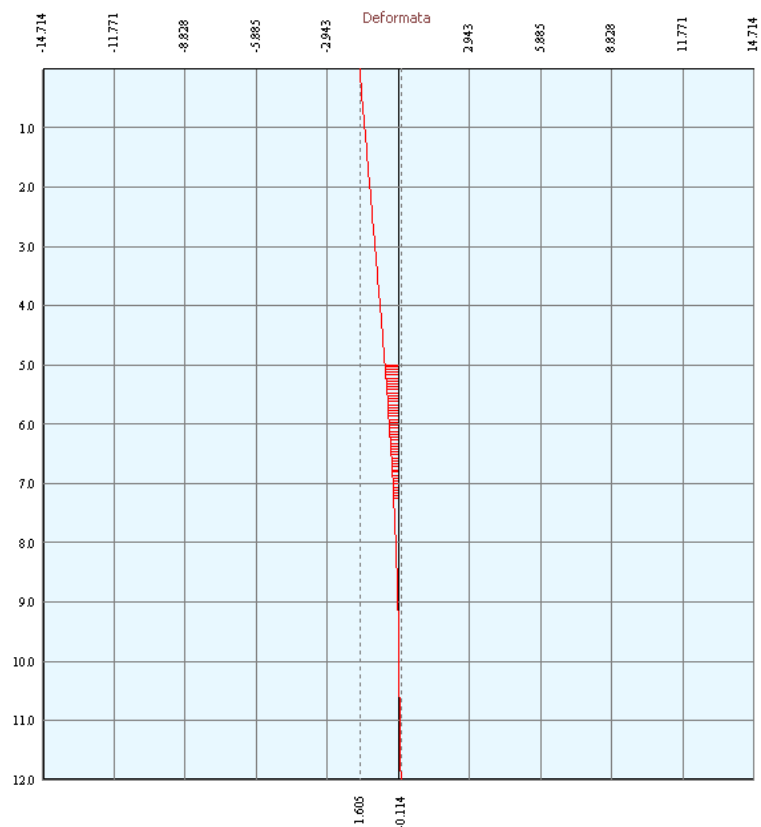


Figura 4-10: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [FREQUENTI]

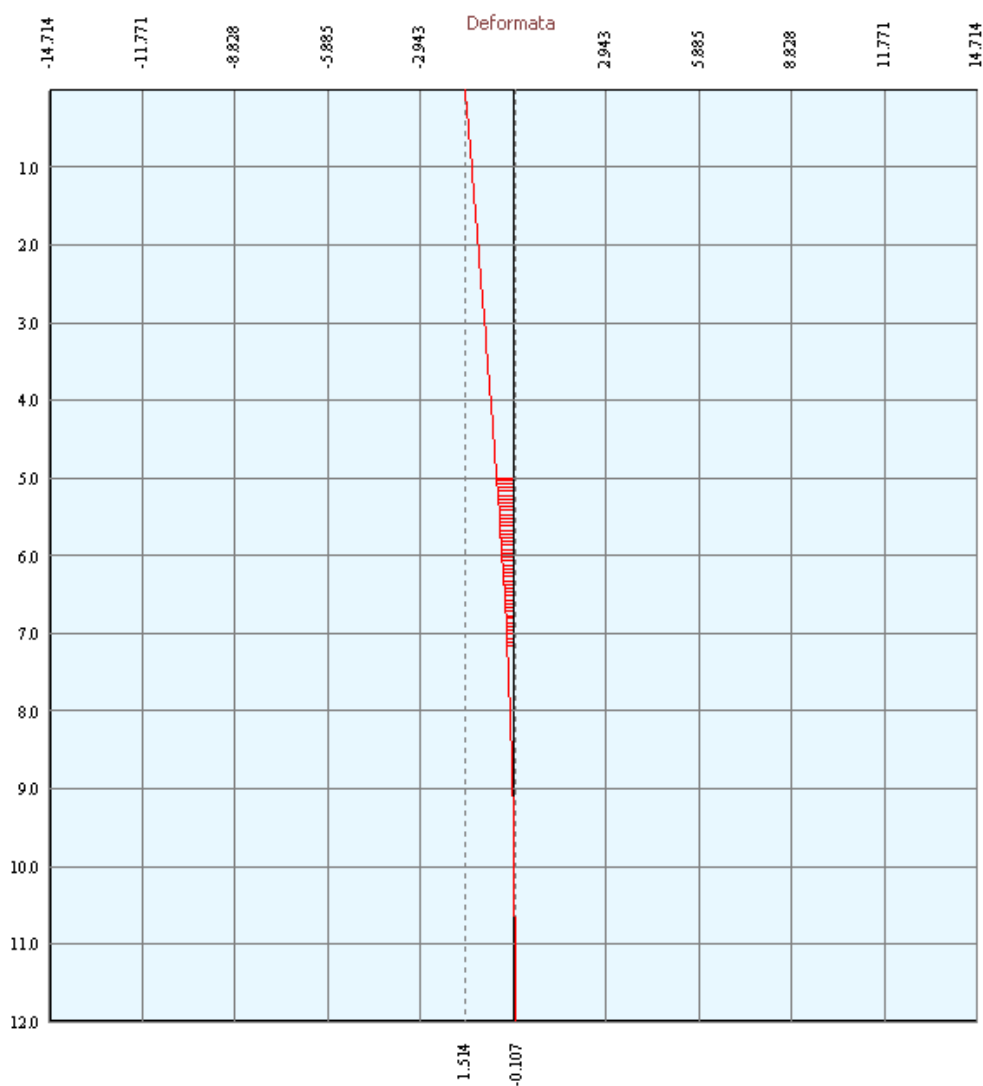


Figura 4-11: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [Q. PERMANENTI]

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

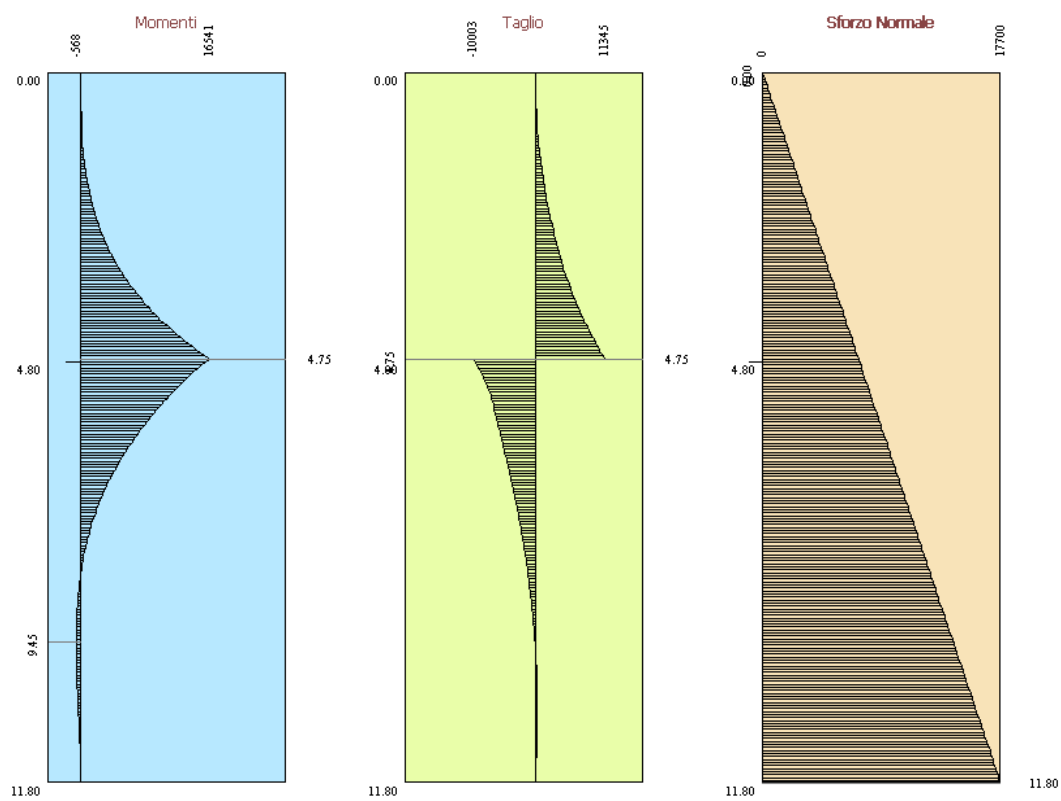


Figura 4-13: combinazione SLU (A1-M1)

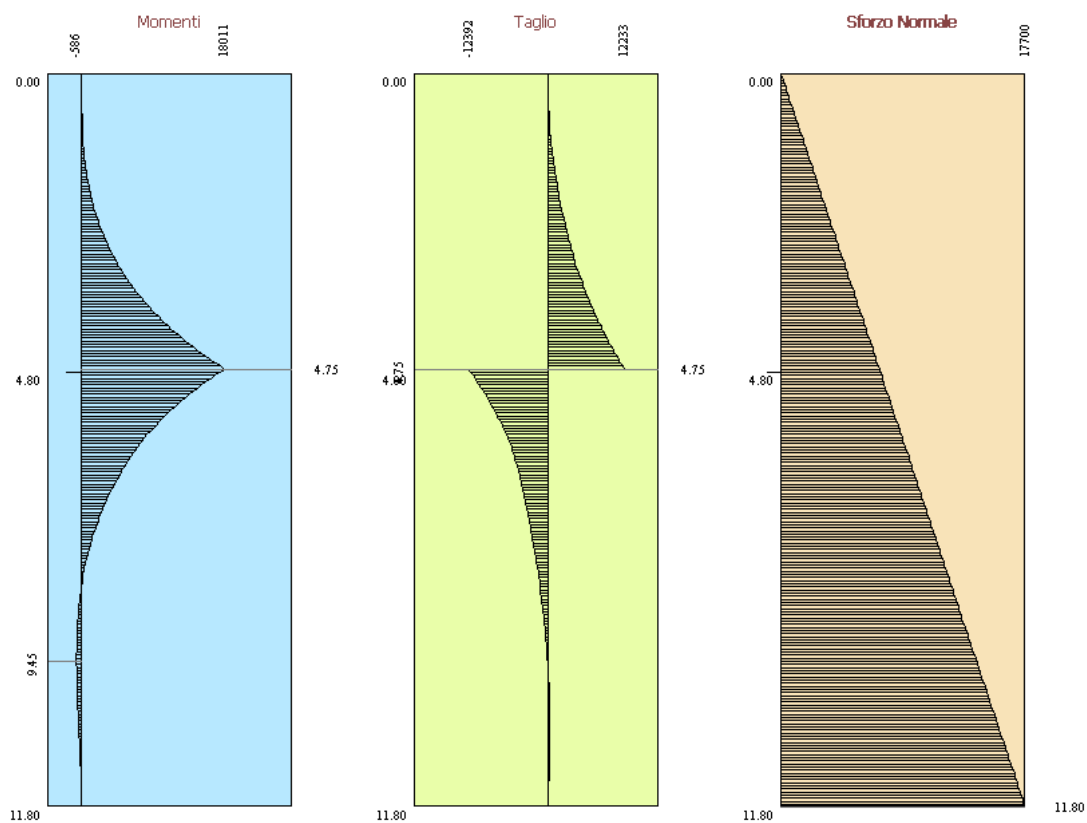


Figura 4-14: combinazione SLU (A2-M2)

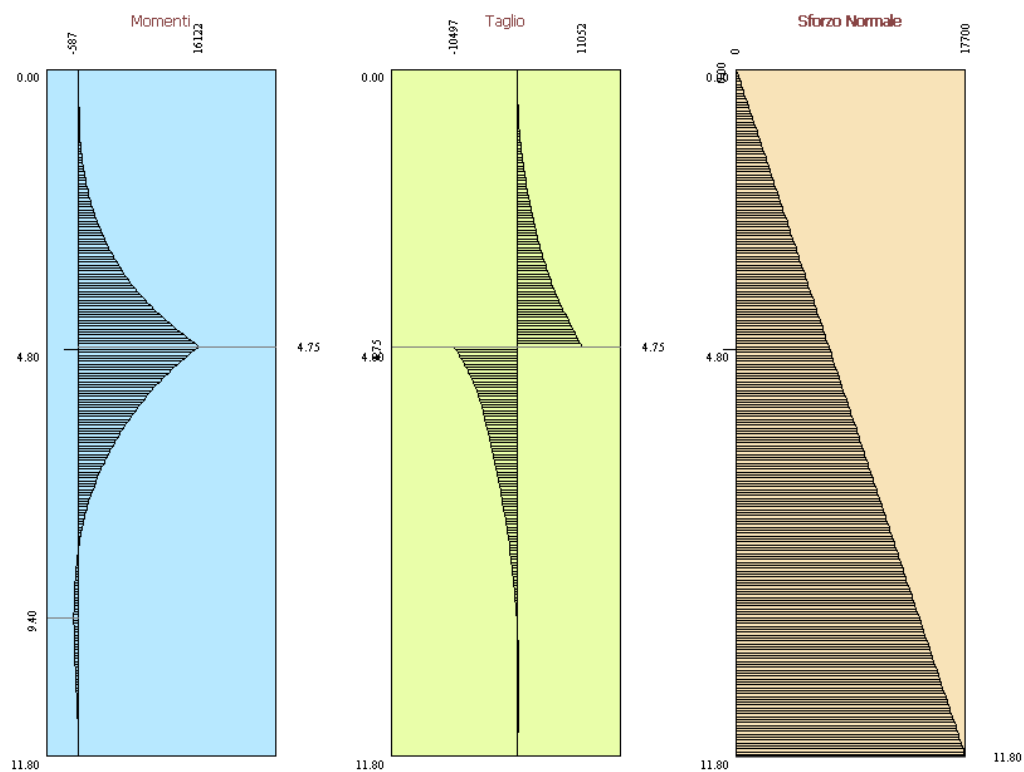


Figura 4-15: combinazione SLU (A1-M1) con sisma

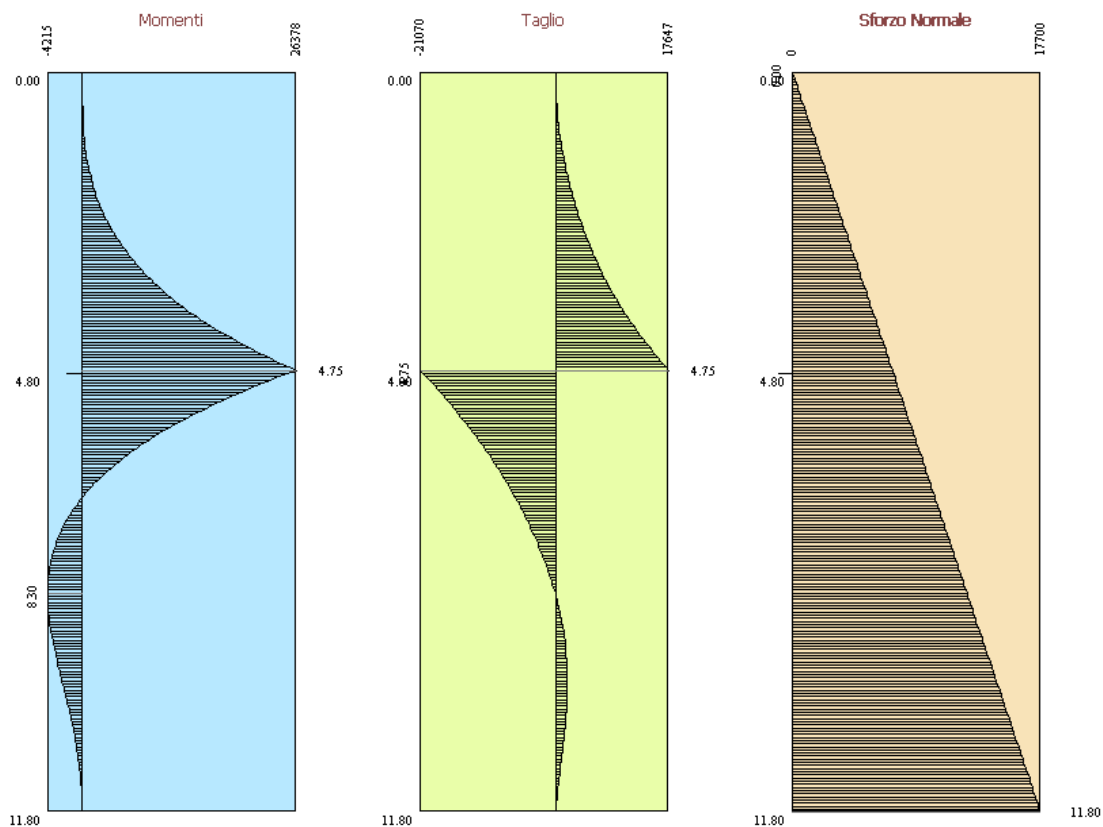


Figura 4-16: combinazione SLU (A2-M2) con sisma

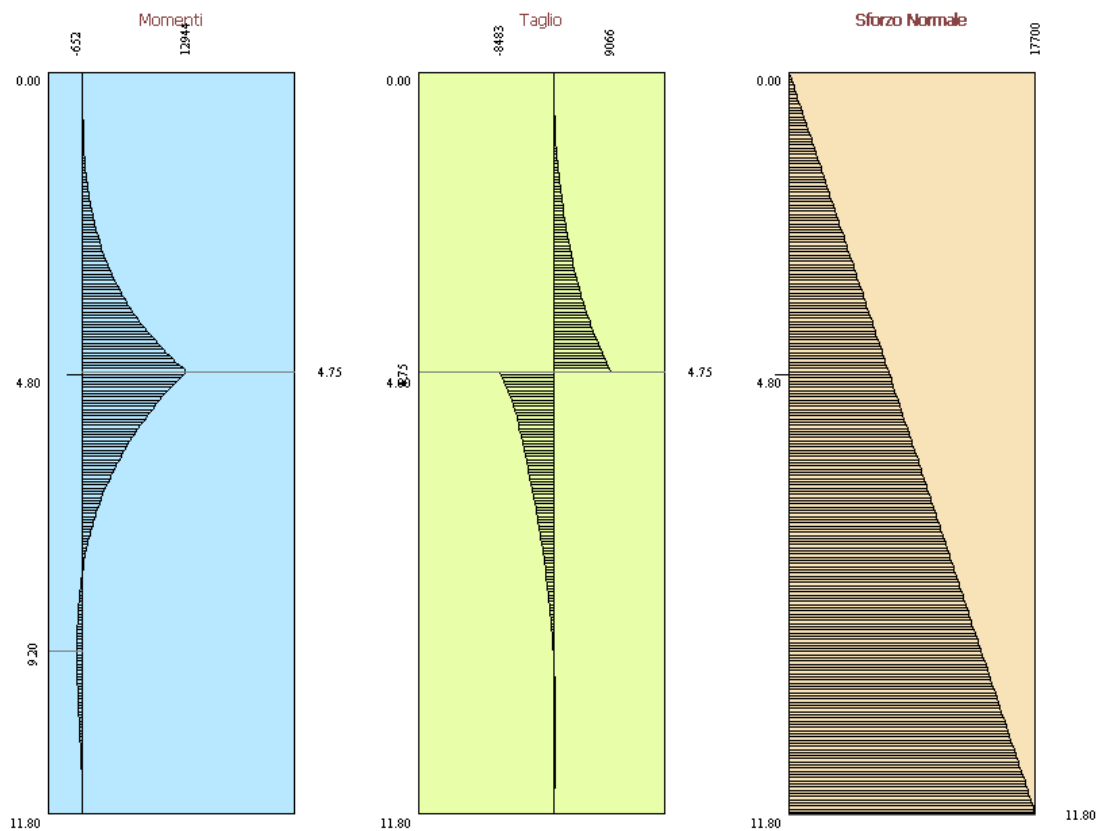


Figura 4-17: combinazione rara, quasi permanente, frequente

4.7.1.3.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21Φ24 ($A_s'=94.95\text{cm}^2$)
Copri ferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.4/2=8.6cm
Armatura compressa	11Φ20 ($A_s=34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copri ferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 263.78 \cdot 2.50 = 659.45 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2 con sisma) a quota $z=4.75\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.75 \cdot 25.0 = -178.125 \text{ kN}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DEFINITIVA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Diaframma di monte - fase definitiva

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	34.5	8.4
2	94.95	51.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

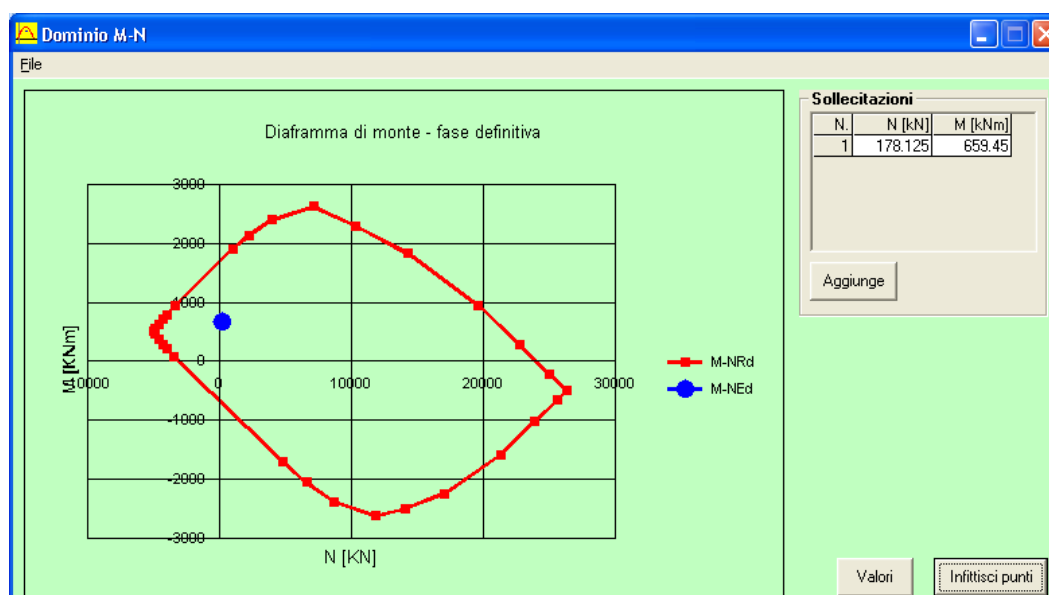
Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$



4.7.1.3.3 Verifica a taglio

Sollecitazioni

Taglio max: $T_{\max} = 210.70 \cdot 2.50 = 526.75$ kNm (combinazione A2-M2 con sisma) a quota $z = 4.75$ m

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.75 \cdot 25.0 = -178.125$ kN

Armatura a taglio presente: 1+1 staffe $\phi 10/25$ cm

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti nel caso di sezioni con specifica armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

V_{rd}	=	570.65	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	526.75	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	570.65	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	3322.64	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	178.13	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	250.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	51.60	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	314	mm ²	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n° braccia staffe
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta.



4.7.1.3.4 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione vengono eseguite considerando a favore di sicurezza una classe di esposizione XC4 (condizioni ambientali di tipo aggressivo).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

Poiché nella fase definitiva non è presente il carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanenti, frequenti e rare coincidono.

In ambiente di tipo "aggressivo", nel caso in esame, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale $w_1 = 0.2\text{mm}$.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21 Φ 24 ($A_s' = 94.95\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.4/2=8.6cm
Armatura compressa	11 Φ 20 ($A_s = 34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 129.44 \cdot 2.50 = 323.60 \text{ kNm}$ (combinazione quasi permanente)

a quota $z = 4.75\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.75 \cdot 25.0 = -178.125 \text{ kN}$

Le verifiche sono riportate per esteso nella tabella della pagina seguente, mentre i risultati vengono qui riassunti:

a) Non si ha formazione delle fessure

In sezione interamente reagente: $\sigma_{ct} = 1.63\text{N/mm}^2 (< f_{ctk} = 2.13 \text{ N/mm}^2)$



Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Altezza	H =	60	cm	
Larghezza	B =	250	cm	
Area acciaio teso	A _s =	94.95	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio teso	c _s =	8.6	cm	
Area acciaio compresso	A' _s =	34.5	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio compresso	c' _s =	8.4	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	7.4	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	7.4	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.4	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	323.6	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	-178.125	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	r _{es} =	-0.00550	cm ⁻¹	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²	
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	31.14	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	186125	cm ³	
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	396.77	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	1.63	N/mm ²	< σ _{mat}

Verifica soddisfatta.

4.7.1.3.5 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$



Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q$$

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	21 Φ 24 ($A_s'=94.95\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.4/2=8.6cm
Armatura compressa	11 Φ 20 ($A_s=34.50\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 129.44 \cdot 2.50 = 323.60 \text{ kNm}$ (combinazione rara) a quota z = 4.75m

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.75 \cdot 25.0 = -178.125 \text{ kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DEF-rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Diaframma di monte - fase definitiva-cond. rara

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	A_s [cm²]	d [cm]
1	34.5	8.4
2	94.95	51.4

Tipologia Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 178.125 kN
M_{xEd} 0 323.6 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -2.879 N/mm²
 σ_s 66.85 N/mm²
 ϵ_s 0.3343 ‰
d 51.4 cm
x 20.17 x/d 0.3925
 δ 0.9306

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Poiché la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c rispetta la condizione $\sigma_c < 0.6f_{ck} = 0.6 \cdot 24.90 = 14.94 \text{ kg/cm}^2$ e la massima tensione nell'acciaio risulta sensibilmente inferiore allo $0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ le verifiche agli stati limite di esercizio risultano soddisfatte.



4.7.1.3.6 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2] con indicato il coefficiente di sicurezza che risulta pari a 1.17

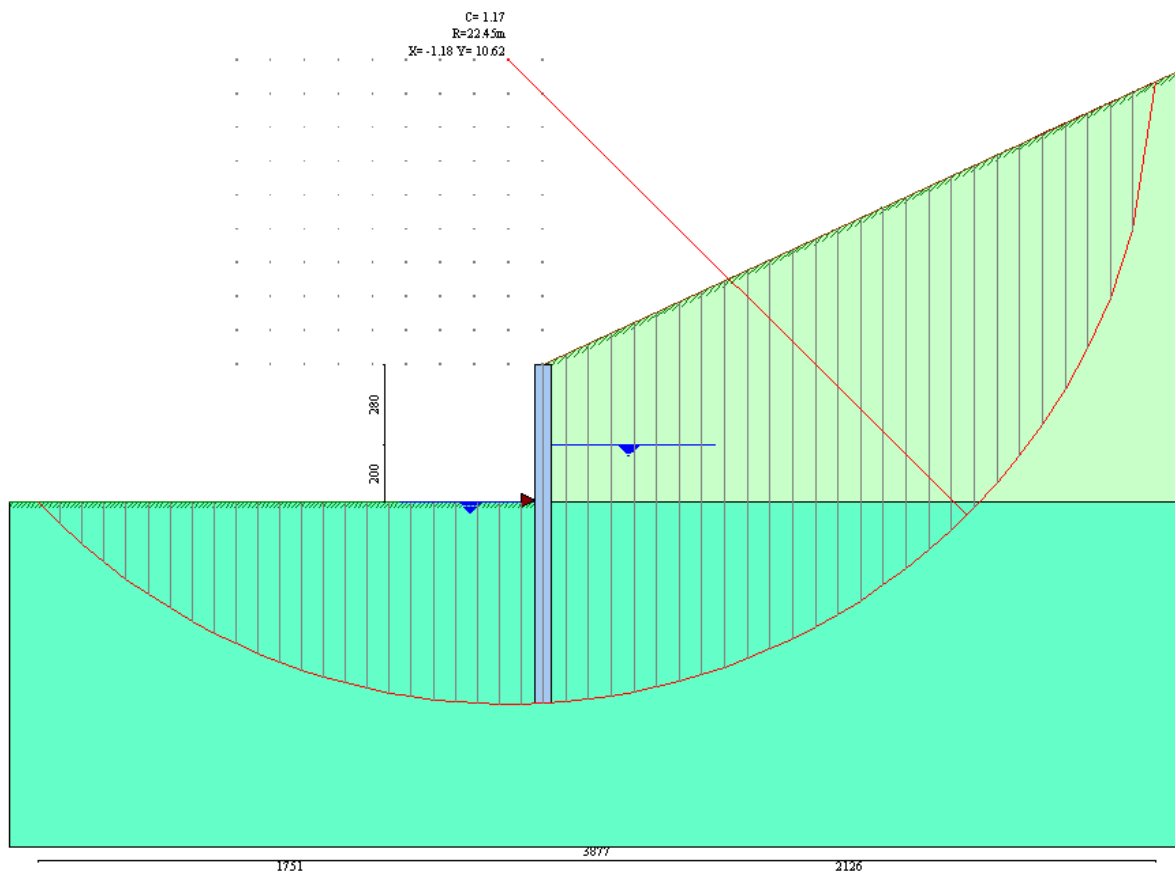


Figura 4-18: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa [A2-M2]

4.7.1.3.7 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio in cm.

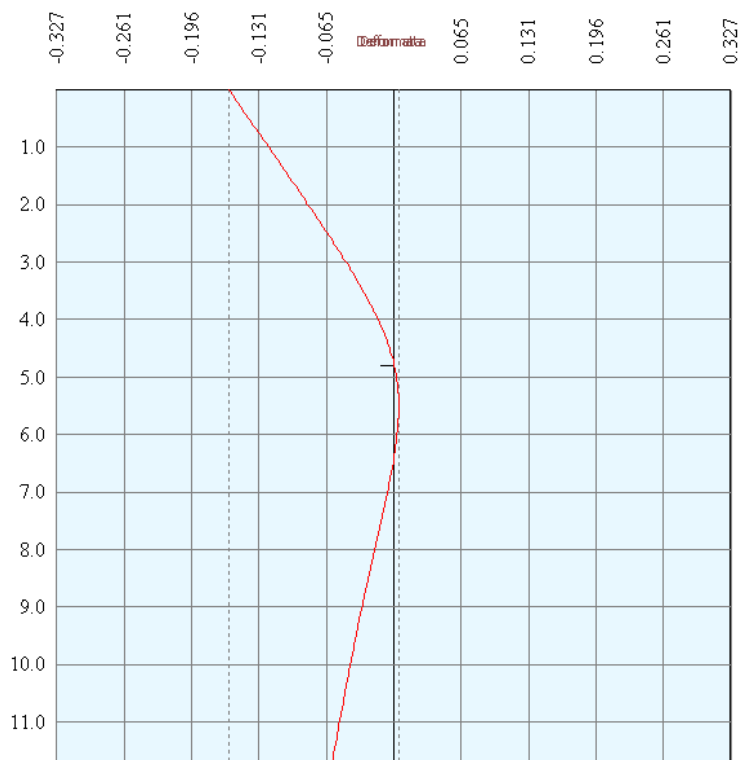


Figura 4-19: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [RARE]

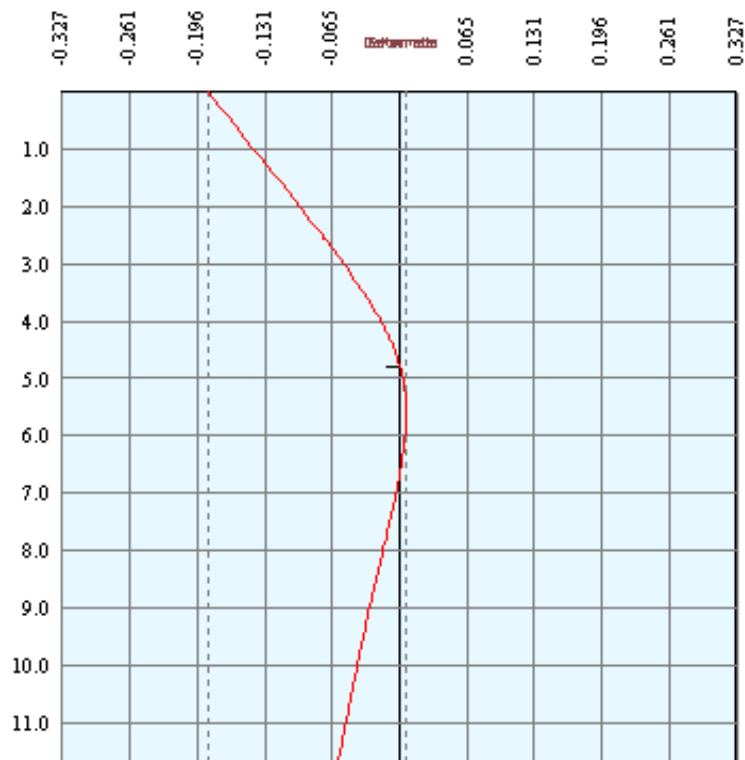


Figura 4-20: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [RARE]+Sima

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.



4.7.2 Diaframma di valle

4.7.2.1 Premessa

Caratteristiche geometriche principali

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto per una striscia di larghezza unitaria, le verifiche vengono eseguite con riferimento ad un tratto modulare tipico di larghezza $B=2.50\text{m}$. I tabulati sono riportati in Allegato 2.

Viene dapprima esaminata la "Fase di esercizio" (inflessione del diaframma da monte verso valle), quindi la fase eccezionale di "Ipotesi di piena del Po" (inflessione del diaframma da valle verso monte). In particolare si precisa quanto segue:

a) Fase di esercizio

Schema statico: a sbalzo

Quota assoluta di sommità diaframma : $Q_1 = 39.20\text{m}$

Quota assoluta dell'argine : $Q_2 = 42.70\text{m}$

Altezza scavo: $H_s = 2.20\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 20.50\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 22.70\text{m}$

Livello della falda di monte: $z = -5.00\text{m}$ dalla sommità

Livello della falda di valle: $z = -7.00\text{m}$ dalla sommità

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Carico permanente di progetto pari a 10 kN/mq a monte della paratia per tenere conto del peso della cabina dell'Enel (per un tratto di 5m da 3.30m a 8.30m dal diaframma)
- Sisma orizzontale
- Carico accidentale pari a 10kN/mq per un tratto di 5m da 8.30m a 13.30m dal diaframma.

A livello cautelativo anche il carico accidentale presente su un tratto di 5m da 8.30m a 13.30m dal diaframma verrà considerato come carico permanente; non considerando quindi nessun carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanente, frequenti, rare coincidono.

b) Ipotesi di piena del Po


Per valutare l'ipotesi di piena del Po (quota di piena $=41.70\text{m}$), il diaframma è stato rialzato idealmente, rispetto alla sua sommità effettiva, di 2.50m (mettendo perciò in conto, a favore di sicurezza, anche la parte sommitale del diagramma triangolare di spinta posta sopra la testa del diaframma) inoltre, a favore di sicurezza, non è stato messo in conto né la presenza stabilizzante della cabina ENEL, né quella altrettanto stabilizzante del carico accidentale nella strada arginale: in tal modo si sono massimizzati gli effetti flessionali che inflettono il diaframma da valle verso monte.

Schema statico: a sbalzo

Quota assoluta di sommità diaframma : $Q_1 = 41.70\text{m}$ (coincidente con il livello di max piena del Po)

Altezza scavo: $H_s = 2.20\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 20.50\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 22.70\text{m}$

	<p>Doc. N.</p> <p>1.3 Relazione Calcolo Opere Civili_2011.doc</p>	<p>REV.</p> <p>1</p>	<p>FOGLIO</p> <p>55 di 261</p>
---	---	----------------------	--------------------------------

Livello della falda a monte: $z = -5.00\text{m}$ dalla sommità del diaframma

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Sisma orizzontale

Poiché non si considera nessun carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanente, frequenti, rare coincidono.



4.7.2.2 Fase di Esercizio

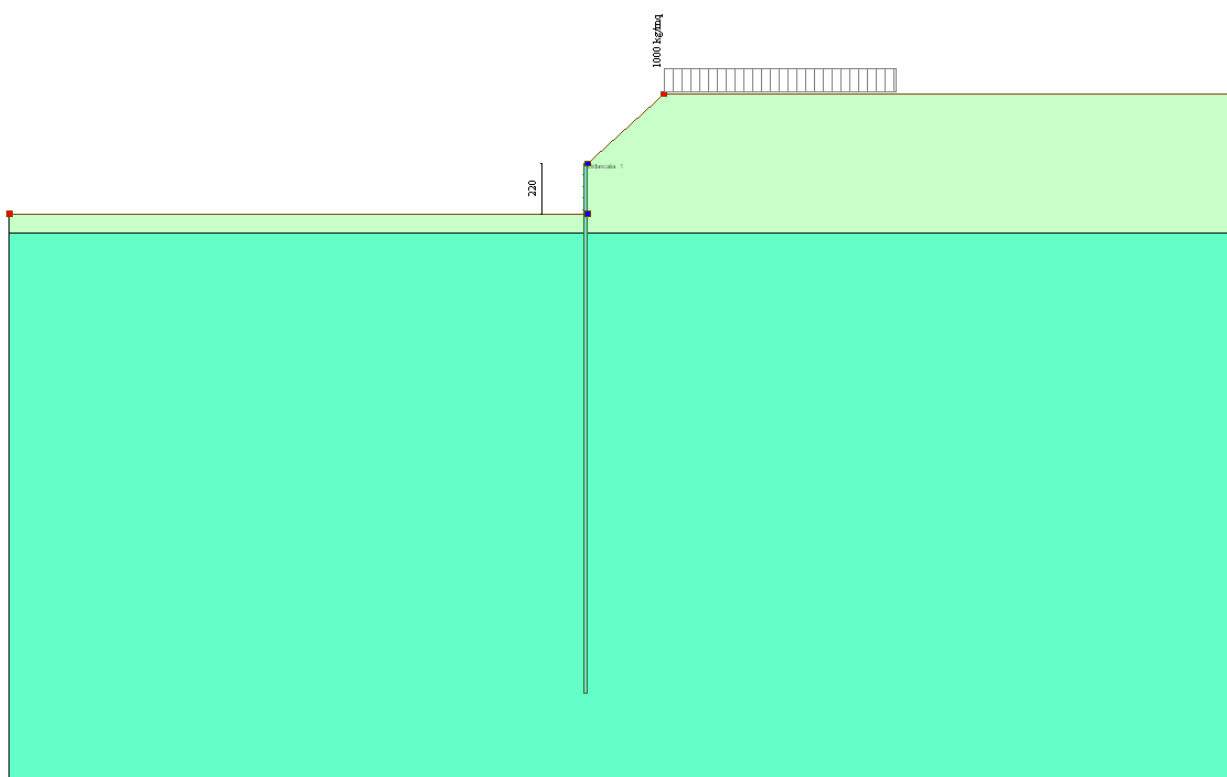


Figura 4-21: modello agli elementi finiti implementato con indicato il sovraccarico considerato sul terreno;

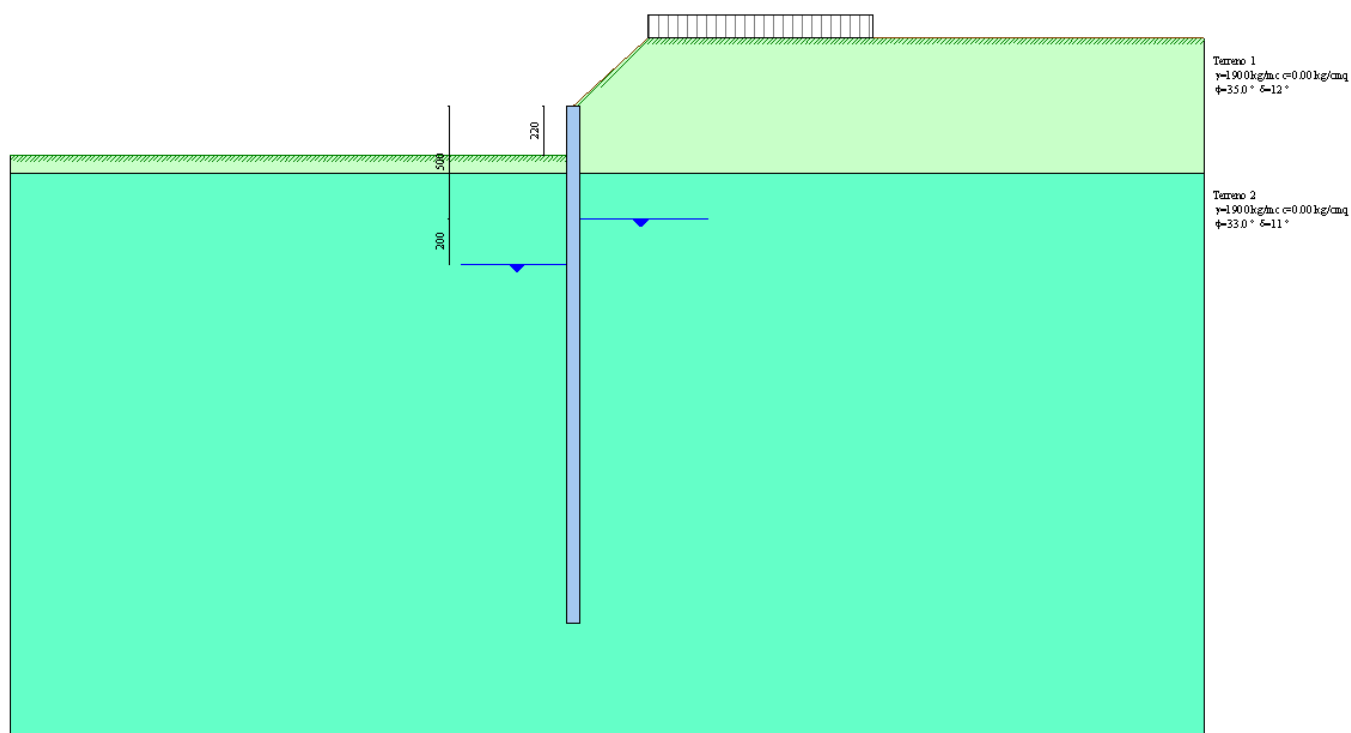


Figura 4-22: modello agli elementi finiti implementato con indicate le caratteristiche del terreno;



4.7.2.2.1 Valori delle sollecitazioni per metro di paratia per le varie combinazioni di carico

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie combinazioni di carico considerate:

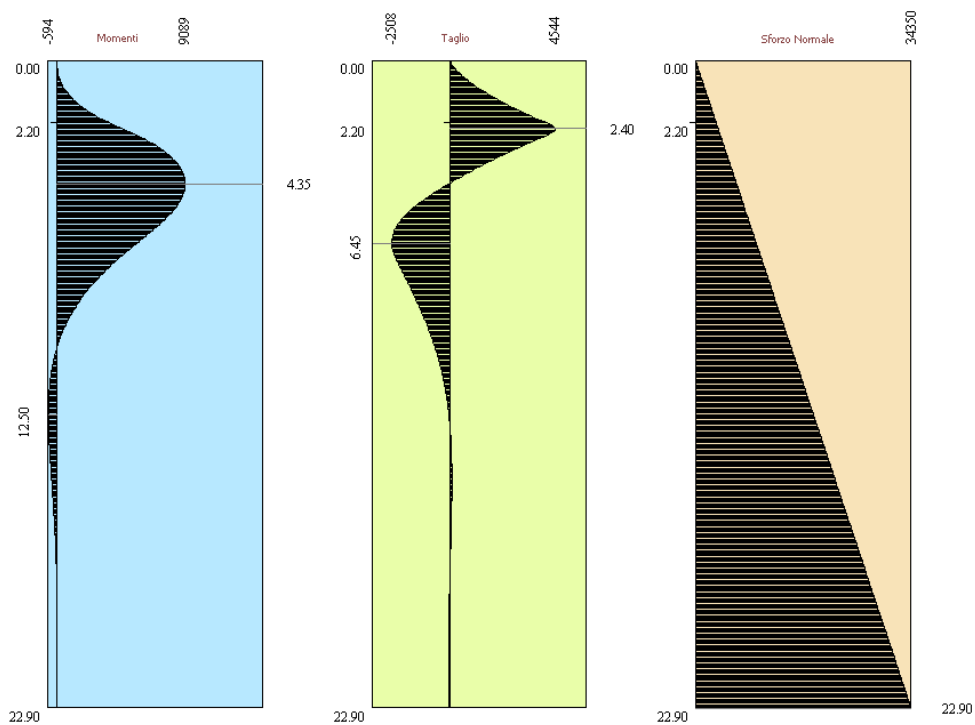


Figura 4-23: combinazione SLU (A1-M1)

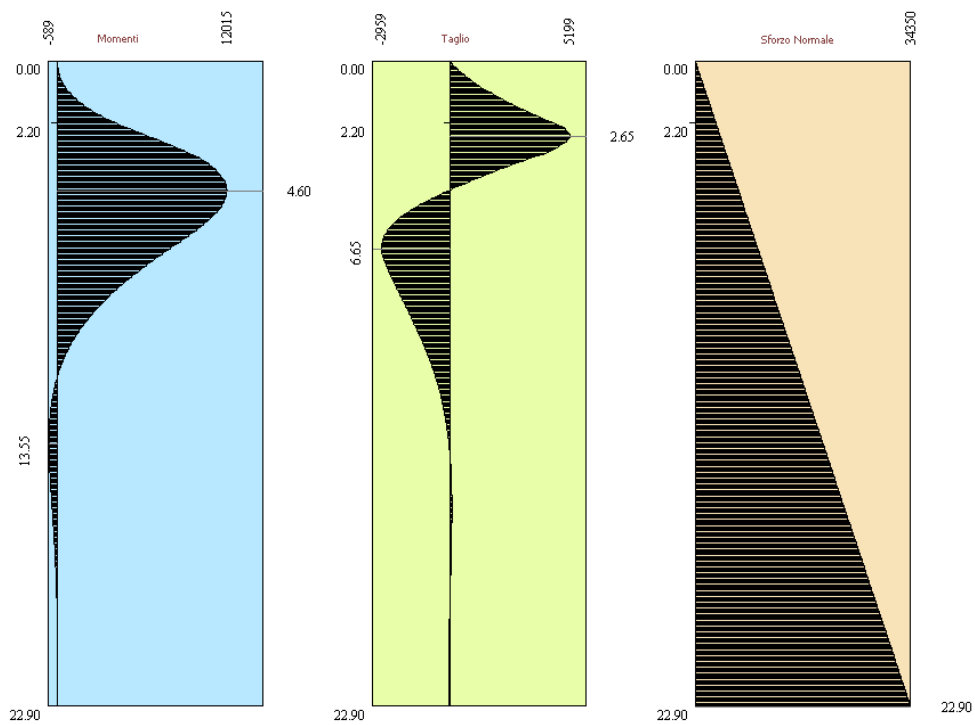


Figura 4-24: combinazione SLU (A2-M2)

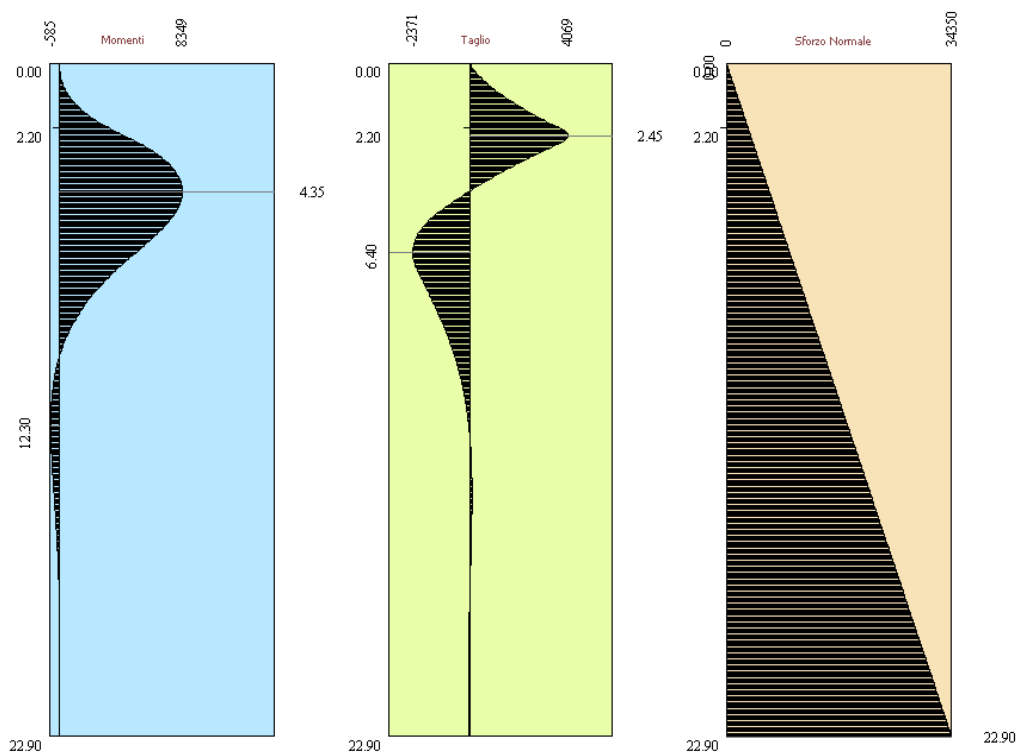


Figura 4-25: combinazione SLU (A1-M1) con Sisma

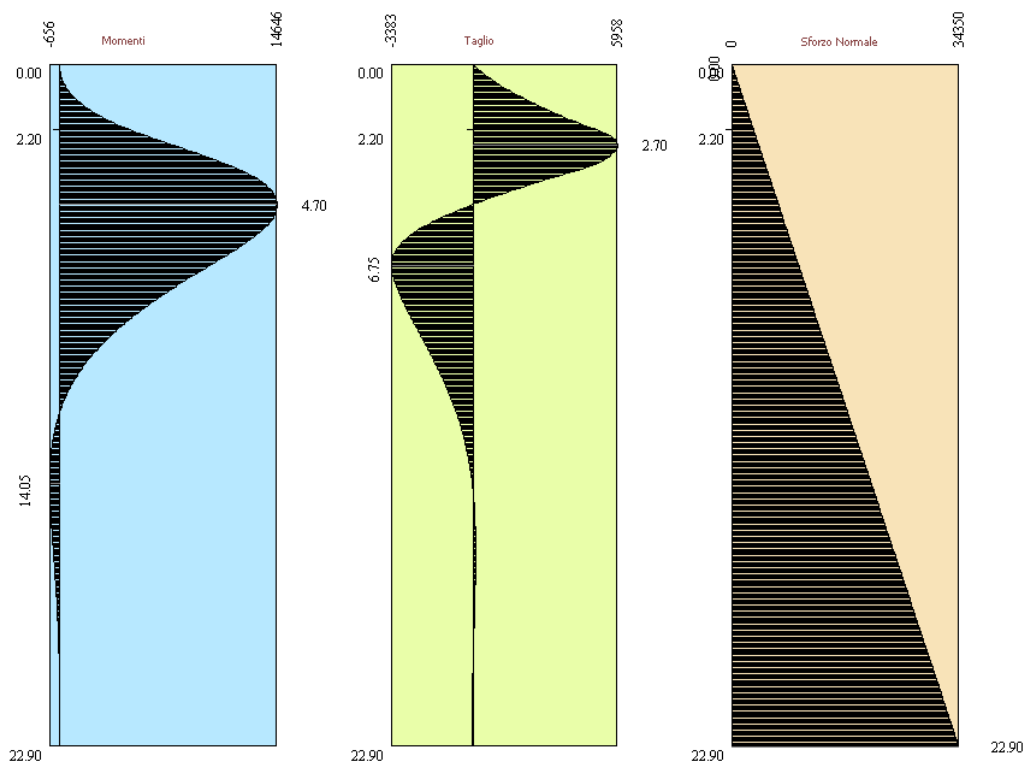


Figura 4-26: combinazione SLU (A2-M2) con Sisma

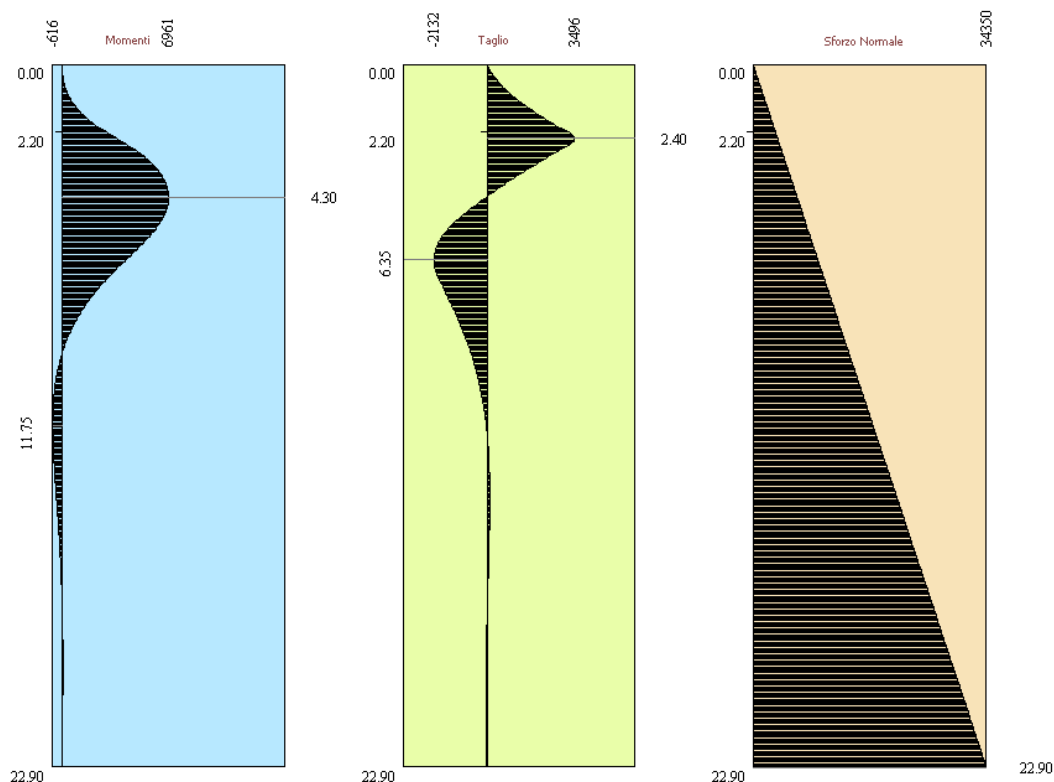


Figura 4-27: combinazione quasi permanente, frequente, rara

4.7.2.2.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13Φ20 ($A_s'=40.82\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm
Armatura compressa	13Φ20 ($A_s=40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 146.46 \cdot 2.50 = 366.15 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 4.70\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.70 \cdot 25.0 = -176.25 \text{ kN}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DI ESERCIZIO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Diaframma di valle - fase di esercizio

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	40.82	8.4
2	40.82	51.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 176.25 0 kN
M_{xEd} 366.15 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

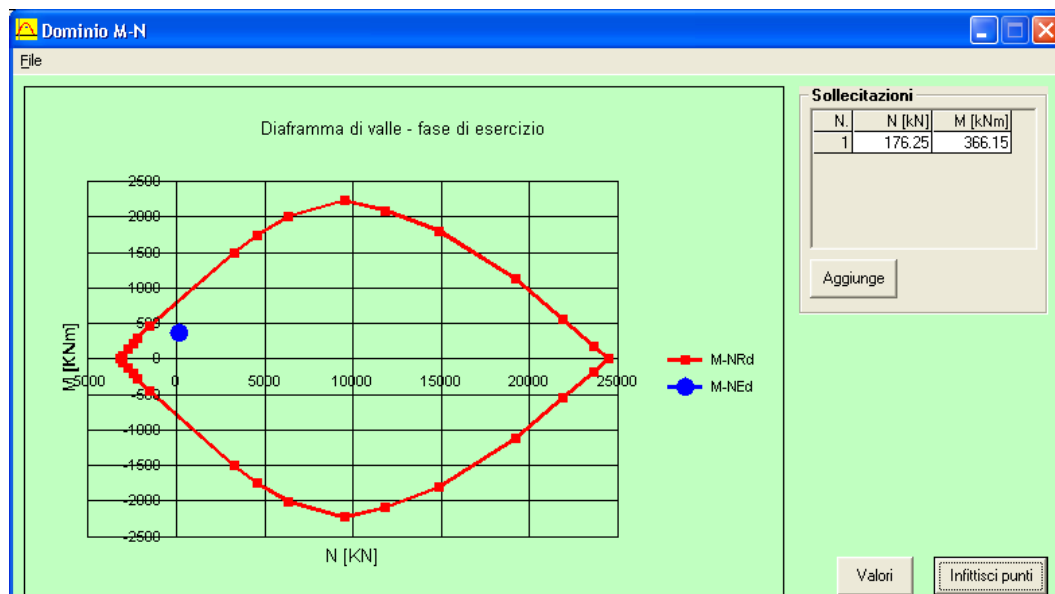
Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 841.3 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 20.75 ‰
d 51.6 cm
x 7.449 x/d 0.1444
δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$



4.7.2.2.3 Verifica a taglio

Sollecitazioni

Taglio max: $T_{\max} = 59.58 \cdot 2.50 = 148.95 \text{ kN}$ (combinazione A2-M2 con sisma) a quota $z = 2.70\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 2.70 \cdot 25.0 = -101.25 \text{ kN}$

Armatura a taglio presente: 1+1 staffe $\phi 10/25\text{cm}$

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti nel caso di sezioni con specifica armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

V_{rd}	=	570.65	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	148.95	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	570.65	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	3310.71	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	101.25	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	250.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	51.60	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	314	mm ²	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n° braccia staffe
s	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$



4.7.2.2.4 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione vengono eseguite considerando a favore di sicurezza una classe di esposizione XC4 (condizioni ambientali di tipo aggressivo).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

Poiché nella fase definitiva non è presente il carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanenti, frequenti e rare coincidono.

In ambiente di tipo "aggressivo", nel caso in esame, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale $w_1 = 0.2\text{mm}$.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13 Φ 20 ($A_s' = 40.82\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0 + 2.4 + 2.0/2 = 8.4\text{cm}$
Armatura compressa	13 Φ 20 ($A_s = 40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0 + 2.4 + 2.0/2 = 8.4\text{cm}$

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 34.96 \cdot 2.50 = 87.40 \text{ kNm}$ a quota $z = 2.40\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 2.40 \cdot 25.0 = -90\text{kN}$

Le verifiche sono riportate per esteso nella tabella della pagina seguente, mentre i risultati vengono qui riassunti:

a) Non si ha formazione delle fessure

In sezione interamente reagente: $\sigma_{ct} = 0.46\text{N/mm}^2 (< f_{ctk} = 2.13 \text{ N/mm}^2)$



Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Altezza	H =	60	cm	
Larghezza	B =	250	cm	
Area acciaio teso	A _s =	40.82	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio teso	c _s =	8.4	cm	
Area acciaio compresso	A' _s =	40.82	cm ²	
Copri ferro baricentro acciaio compresso	c's =	8.4	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	7.4	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	7.4	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	87.4	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	-90	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	res =	-0.01030	cm ⁻¹	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²	
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	30.00	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	169045	cm ³	
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	360.36	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	0.46	N/mm ²	< σ _{mat}

Verifica soddisfatta.

4.7.2.2.5 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$



Nel caso in esame, poiché non sono presenti carichi accidentali le combinazioni SLE quasi permanente, rare, frequenti coincidono. Le verifiche vengono eseguite considerando quali tensioni massime dei materiali quelle relative alla combinazione quasi permanente.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13 Φ 20 ($A_s'=40.82\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm
Armatura compressa	13 Φ 20 ($A_s=40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 34.96 * 2.50 = 87.40 \text{ kNm}$ a quota z = 2.40m

Sforzo normale: $N = 1.0 * 0.6 * 2.50 * 2.40 * 25.0 = -90 \text{ kN}$



Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DI ESERCIZIO-ESE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Diaframma di valle - fase di esercizio - verifica di esercizio

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	40.82	8.4
2	40.82	51.6

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed} 90 kN
M_{xEd} 87.4 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{cl}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica
N° iterazioni:

☐ Precompresso

Poiché la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c rispetta la condizione $\sigma_c < 0.45f_{ck} = 0.45 \cdot 24.90 = 11.21 \text{ kg/cm}^2$ e la massima tensione nell'acciaio risulta sensibilmente inferiore allo $0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ le verifiche agli stati limite di esercizio risultano soddisfatte.



4.7.2.2.6 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2] con indicato il coefficiente di sicurezza che risulta pari a 3.81

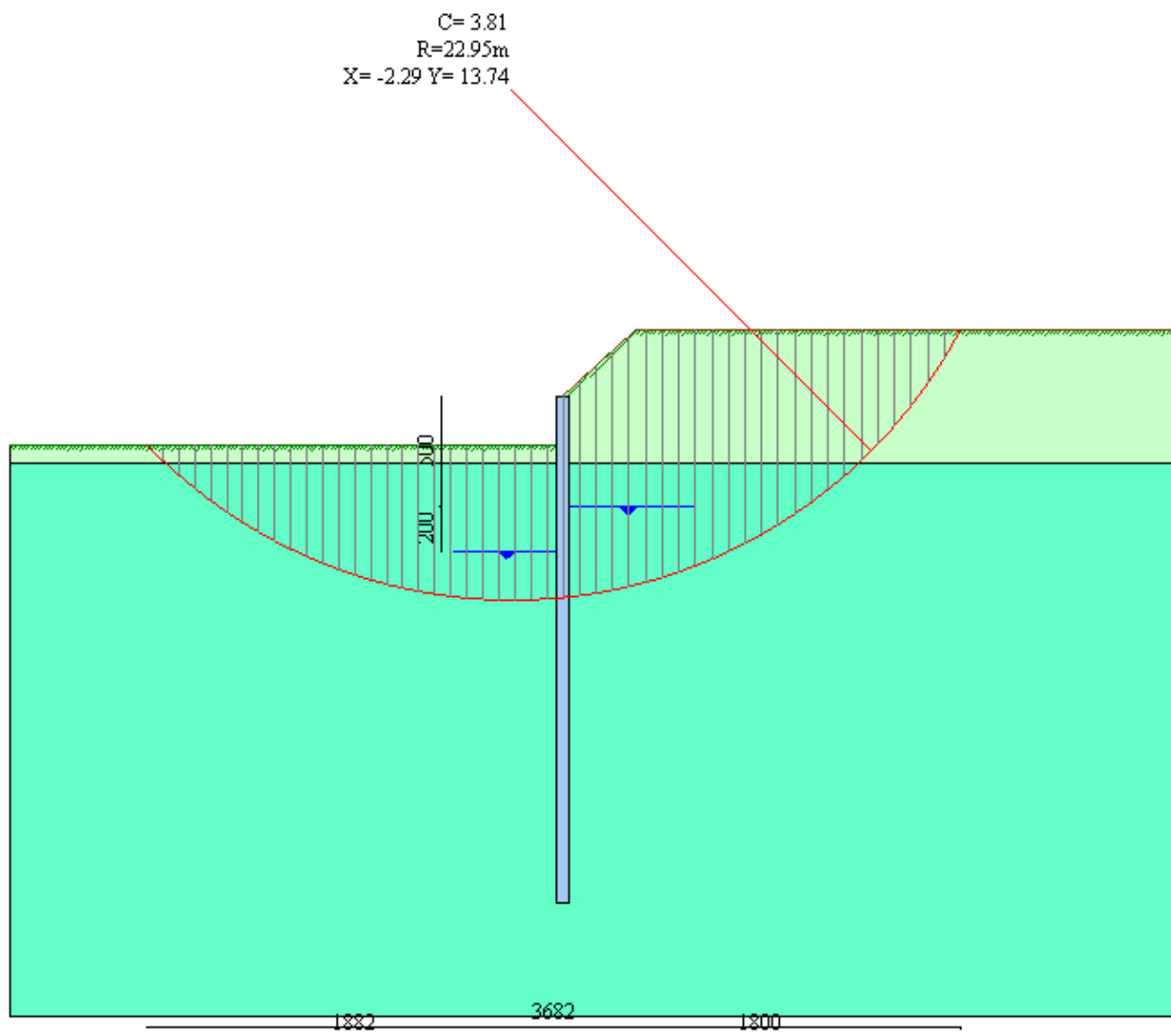


Figura 4-28: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa [A2-M2] con sisma

4.7.2.2.7 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio.

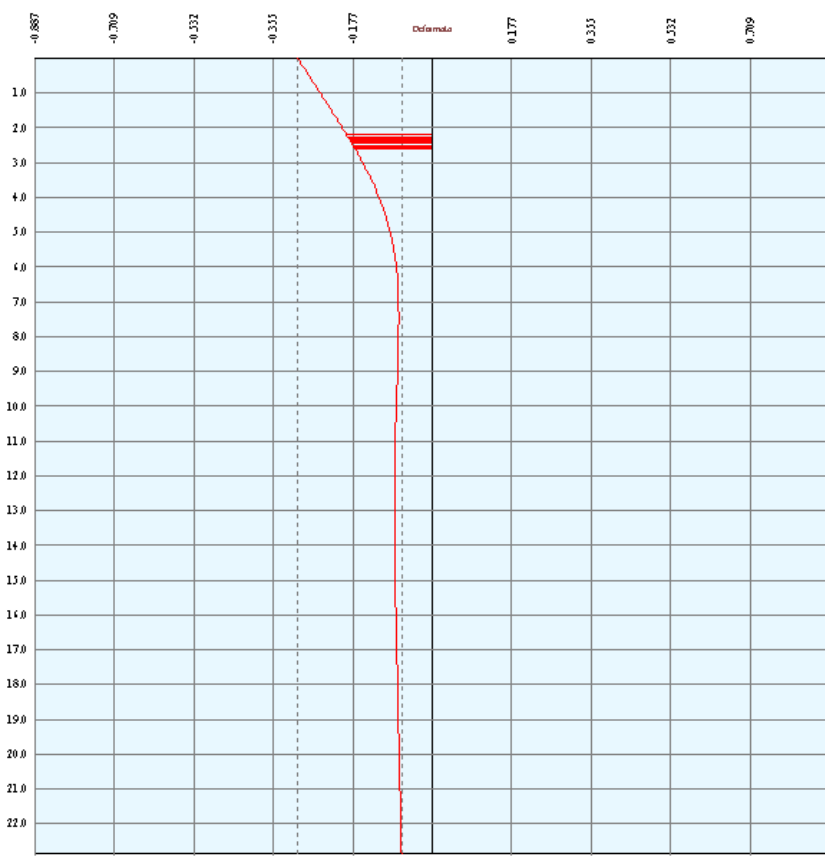
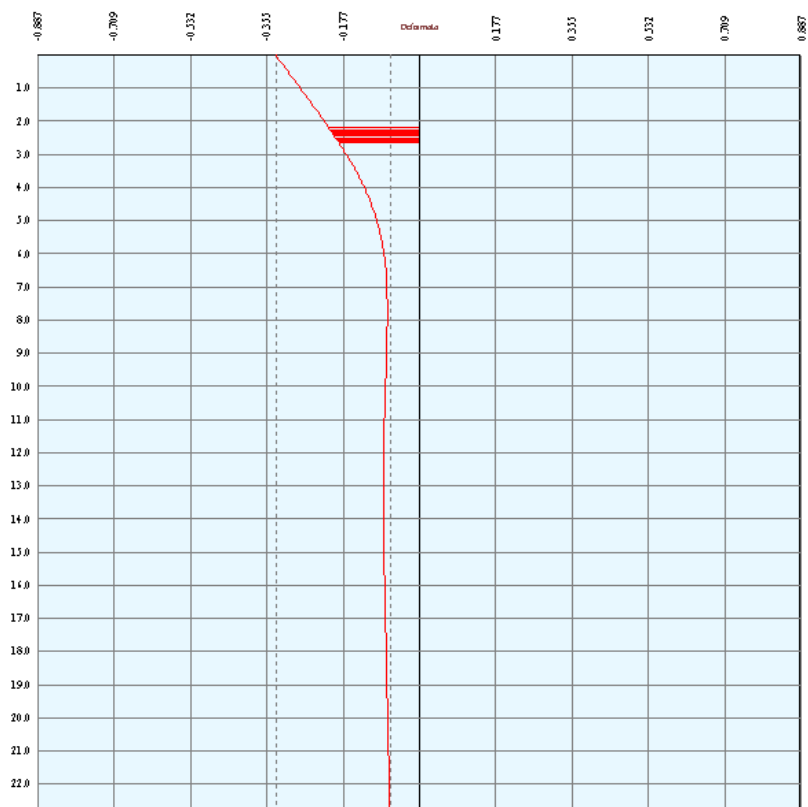


Figura 4-29: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE




	Doc. N. 1.3 Relazione Calcolo Opere Civili_2011.doc	REV. 1	FOGLIO 68 di 261
---	--	-----------	---------------------

Figura 4-30: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE con sisma

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.



4.7.2.3 Ipotesi di piena del Po

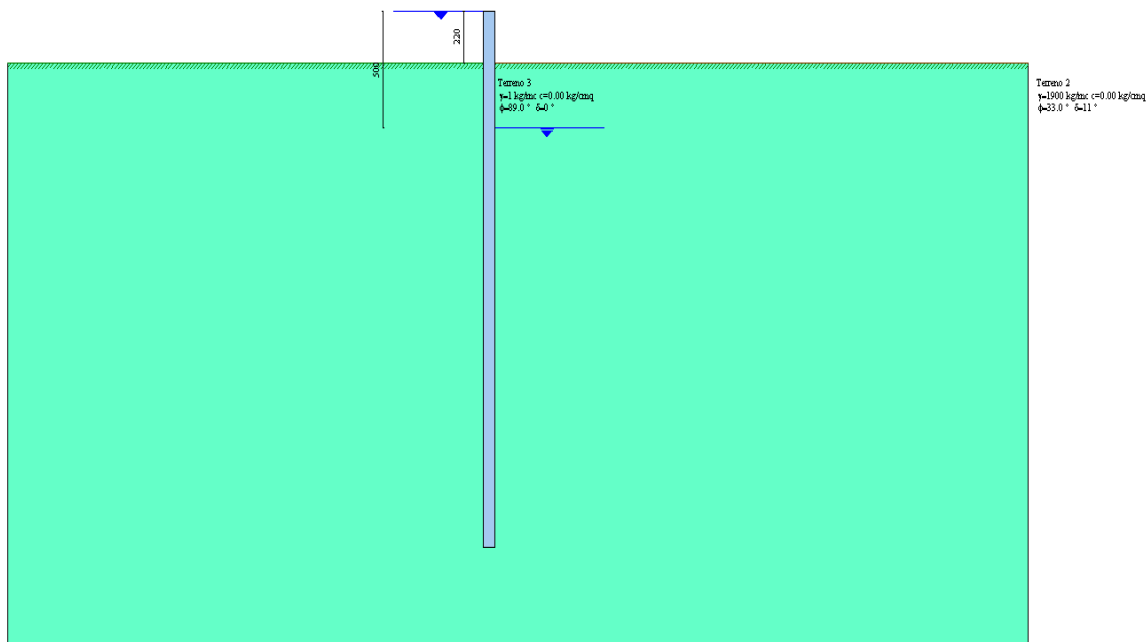


Figura 4-31: modello agli elementi finiti implementato con indicate le caratteristiche del terreno e la quota della falda;

4.7.2.3.1 Valori delle sollecitazioni per metro di paratia per le varie combinazioni di carico

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie combinazioni di carico considerate:

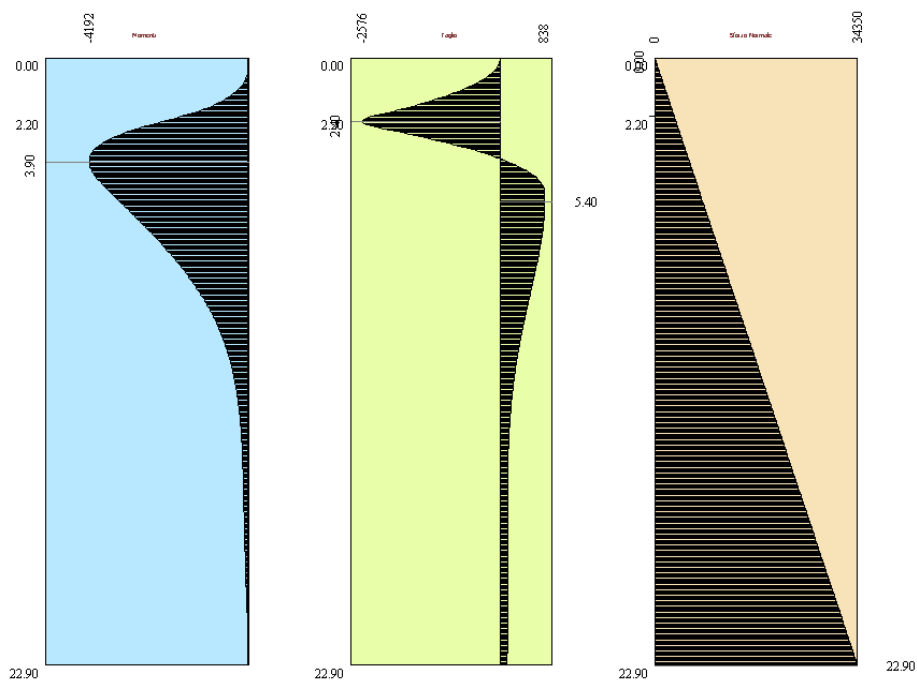


Figura 4-32: combinazione SLU (A1-M1)

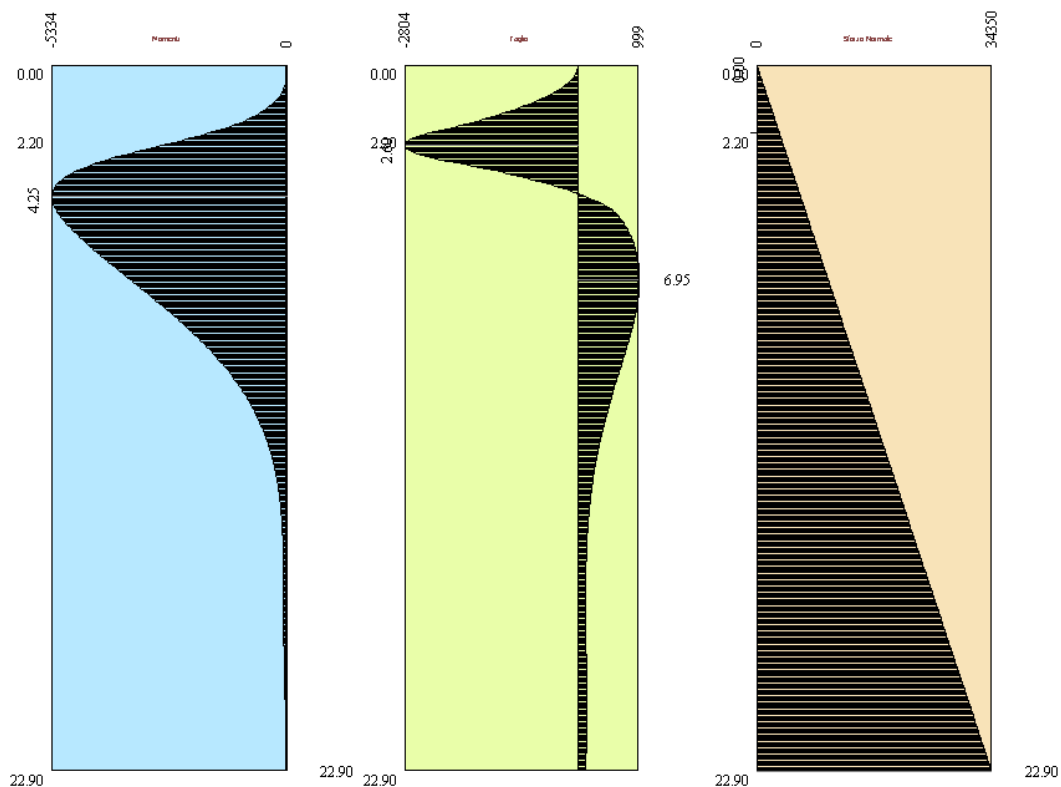


Figura 4-33: combinazione SLU (A2-M2)

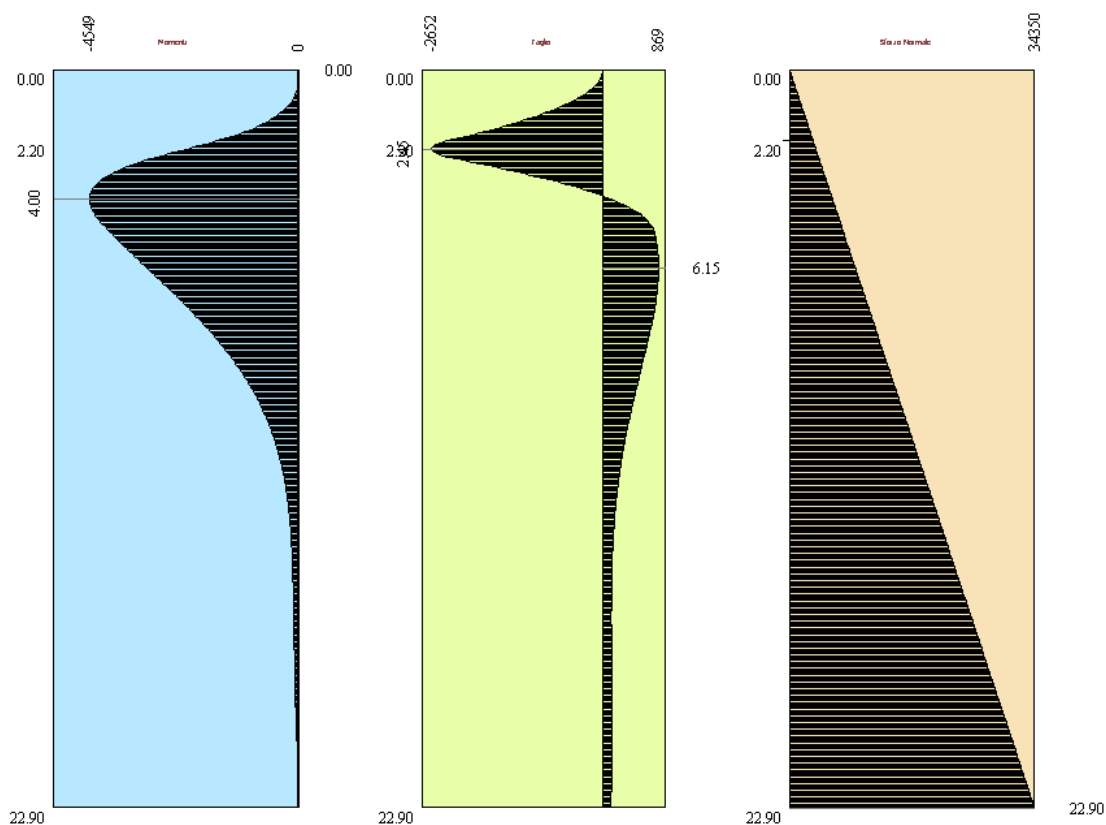


Figura 4-34: combinazione rara, quasi permanente, frequente



4.7.2.3.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13Φ20 ($A_s'=40.82\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.4+2.0/2=8.4\text{cm}$
Armatura compressa	13Φ20 ($A_s=40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.4+2.0/2=8.4\text{cm}$

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 53.34 \cdot 2.50 = 133.35 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 4.25\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.25 \cdot 25.0 = -159.375 \text{ kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DI PIENA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Diaframma di valle - Ipotesi di piena del Po

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	A_s [cm²]	d [cm]
1	40.82	8.4
2	40.82	51.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 159.375 0 kN
M_{xEd} 133.35 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

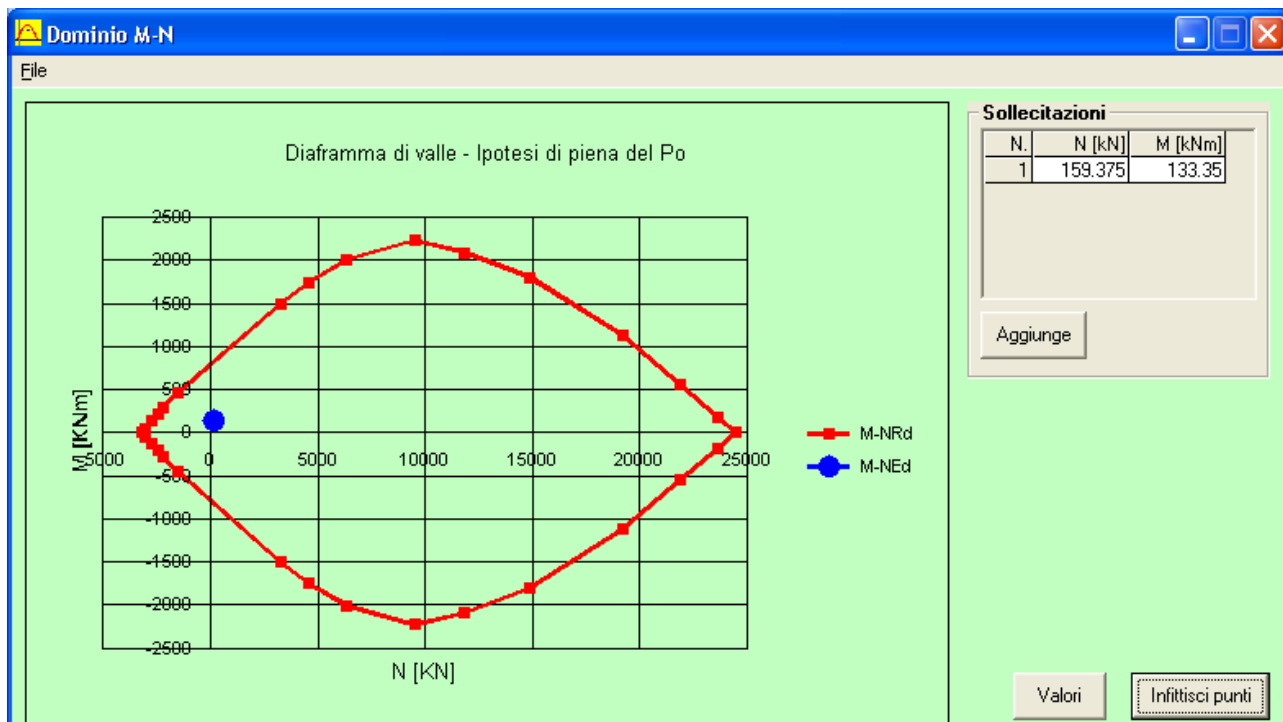
Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 837.5 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 20.82 ‰
d 51.6 cm
x 7.425 x/d 0.1439
 δ 0.7



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$



4.7.2.3.3 Verifica a taglio

Sollecitazioni

Taglio max: $T_{\max} = 28.04 \cdot 2.50 = 70.1 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 2.60 \text{ m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 2.60 \cdot 25.0 = -97.5 \text{ kN}$

Armatura a taglio presente: 1+1 staffe $\phi 10/25 \text{ cm}$

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti, a livello cautelativo, nel caso di sezioni privi di armatura a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

V_{Ed}	70.10	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	97.5	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	2500	mm	larghezza della sezione resistente
h	600	mm	
d	516	mm	altezza utile della sezione resistente
A_{sl}	4082	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.003		<0.02
σ_{cp}	0.1	N/mm ²	<0.2 f _{cd}
k	1.6226		<2
v_{\min}	0.3610		
	512.38	kN	
	478.23	kN	
V_{Rd}	512.38	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta.



4.7.2.3.4 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione vengono eseguite considerando una classe di esposizione XC4 (condizioni ambientali di tipo aggressivo).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

Poiché nella fase definitiva non è presente il carico accidentale le combinazioni SLE quasi permanenti, frequenti e rare coincidono.

In ambiente di tipo "aggressivo", nel caso in esame, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale $w_1 = 0.2\text{mm}$.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13 Φ 20 ($A_s'=40.82\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm
Armatura compressa	13 Φ 20 ($A_s=40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.4+2.0/2=8.4cm

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 45.49 \cdot 2.50 = 113.73 \text{ kNm}$ a quota $z = 4.00\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.00 \cdot 25.0 = -150.00 \text{ kN}$

Le verifiche sono riportate per esteso nella tabella della pagina seguente, mentre i risultati vengono qui riassunti:

a) Non si ha formazione delle fessure

In sezione interamente reagente: $\sigma_{ct} = 0.58\text{N/mm}^2 (< f_{ctk} = 2.13 \text{ N/mm}^2)$



Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²	
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Altezza	H =	60	cm	
Larghezza	B =	250	cm	
Area acciaio teso	A _s =	40.82	cm ²	
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	8.4	cm	
Area acciaio compresso	A' _s =	40.82	cm ²	
Copriferro baricentro acciaio compresso	c's =	8.4	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	7.4	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	7.4	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	113.73	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	-150	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	res =	-0.01319	cm ⁻¹	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²	
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	30.00	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	169045	cm ³	
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	360.36	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	0.58	N/mm ²	< sigmat

Verifica soddisfatta.

4.7.2.3.5 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$



Nel caso in esame, poiché non sono presenti carichi accidentali le combinazioni SLE quasi permanente, rare, frequenti coincidono. Le verifiche vengono eseguite considerando quali tensioni massime dei materiali quelle relative alla combinazione quasi permanente.

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	250
Altezza h (cm)	60
Armatura tesa	13Φ20 ($A_s'=40.82\text{cm}^2$)
Copri ferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.4+2.0/2=8.4\text{cm}$
Armatura compressa	13Φ20 ($A_s=40.82\text{cm}^2/\text{m}$)
Copri ferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.4+2.0/2=8.4\text{cm}$

Sollecitazioni

Momento flettente: $M_{\max} = 45.49 \cdot 2.50 = 113.73 \text{ kNm}$ a quota $z = 4.00\text{m}$

Sforzo normale: $N = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 2.50 \cdot 4.00 \cdot 25.0 = -150.00 \text{ kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: FASE DI PIENA-ESE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Diaframma di valle - Ipotesi di piena del Po

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	40.82	8.4
2	40.82	51.6

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 150 kN
M_{xEd} 0 113.73 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -1.334 N/mm²
σ_s 41.66 N/mm²
ε_s 0.2083 ‰
d 51.6 cm
x 16.75 x/d 0.3245
δ 0.8457

Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Poiché la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c rispetta la condizione $\sigma_c < 0.6f_{ck} = 0.6 \cdot 24.90 = 11.21 \text{ kg/cm}^2$ e la massima tensione nell'acciaio risulta sensibilmente inferiore allo $0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ le verifiche agli stati limite di esercizio risultano soddisfatte.



4.7.2.3.6 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2]

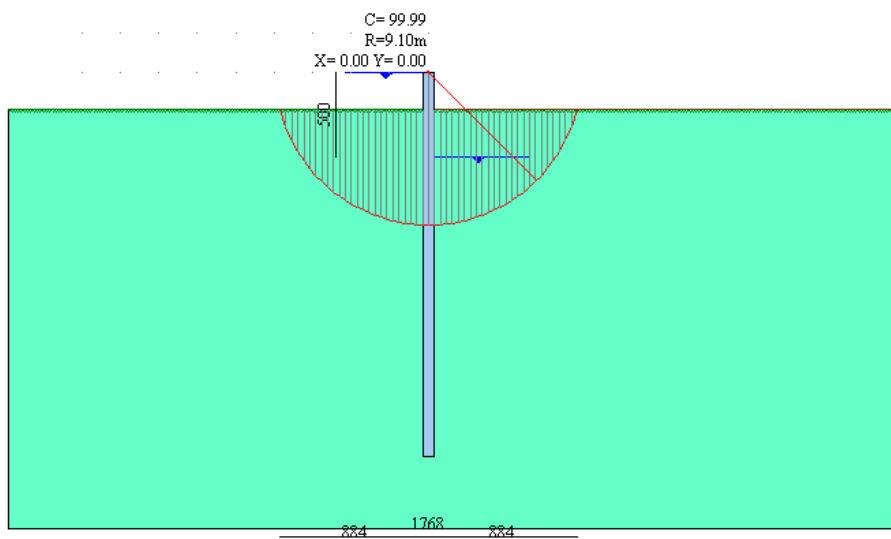


Figura 4-35: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa [A2-M2]

4.7.2.3.7 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio in cm.

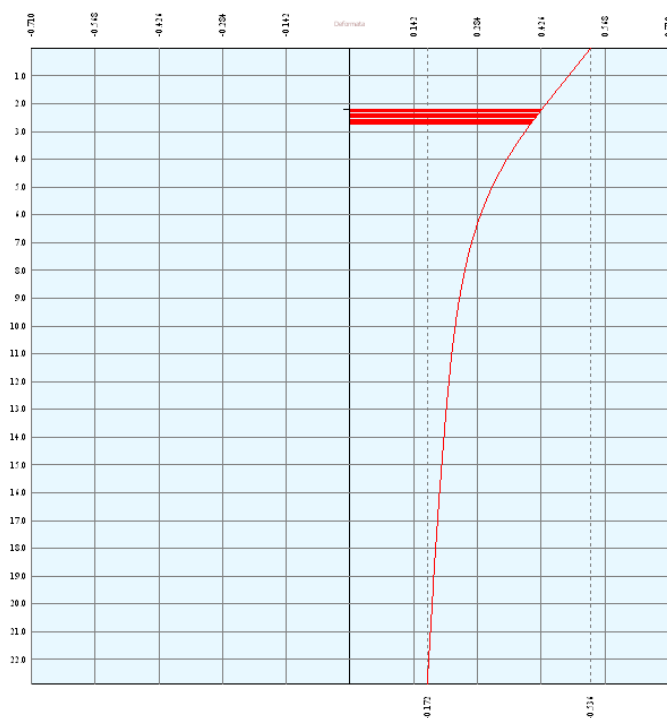


Figura 4-36: Diagramma dello spostamento della paratia nella combinazione SLE [RARE]

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.



5 PALANCOLATI DI SOSTEGNO AGLI SCAVI

5.1 PREMESSA

Vengono individuate due sezioni significative: il palancolato che sostiene la testa e le pareti dello scatolare, realizzato con profili tipo AZ18 e denominato "Palancola A-A", ed il palancolato che costituisce la protezione per l'elemento ad U, realizzato con profili tipo AZ13 e denominato "Palancola B-B". Per entrambe le sezioni del palancolato occorrerà prevedere un contrasto nella parte superiore (non potendo funzionare le palancole a sbalzo), occorre pertanto prestare attenzione alle modalità di scavo, infatti inizialmente sarà possibile scavare fino a circa 0.50-0.70m al di sotto della quota di futura puntellatura (fase provvisoria), quindi (a corree e puntelli inseriti) sarà possibile arrivare a fondo scavo (fase definitiva). Una volta gettata la soletta di base e parte delle pareti sarà possibile eliminare la puntellatura.

5.2 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono condotte, in osservanza al *D.M. del 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni"* (in seguito indicate anche come NTC), attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

Il calcolo delle paratie viene eseguito in accordo con il § 6.5.3.1.2 delle NTC, per quanto riguarda la verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio.

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le fasi di lavoro (scavi, inserimento degli elementi di contrasto e dei tiranti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione, in fase elasto-plastica, tra terreno e paratia. Per questo scopo si impiega il programma di calcolo Pac della società "Aztec informatica srl".

5.3 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (NTC), i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle NTC.

Il rispetto degli Stati Limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle (NTC) e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.



Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) s'intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento (P_{VR}) in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a **100 anni**;

La classe d'uso assunta è la **III**;

Dalla tabella Tab.2.4.II delle (NTC) è possibile risalire al valore del coefficiente d'uso (C_u)

$$C_u = 1.5$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = \mathbf{150 \text{ anni}}$$

I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = \mathbf{10 \%}$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = \mathbf{1424 \text{ anni}}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* , dove:

a_g : *accelerazione orizzontale massima del terreno*;

F_0 : *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale*;

T_c^* : *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale*;

S : *coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t) di cui al § 3.2.3.2.;*



L'opera ricade alla latitudine nord di: **45.1371** (gradi) e Longitudine est: **10.029** (gradi).

Terreno tipo: **C**

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	90	0.048	2.566	0.260
Danno	151	0.057	2.594	0.277
Salvaguardia Vita	1424	0.112	2.630	0.324
Prevenzione Collasso	2475	0.131	2.632	0.335

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_o , T^*_c) per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono:

(a_g/g) = **0.112** ; F_o = **2.630** ; T^*_c = **0.324**

Il calcolo viene eseguito con i metodi pseudostatici (§ 7.11.6 NTC). Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9 \text{ delle NTC})$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10 \text{ delle NTC})$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2. delle NTC, riportata di seguito.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3 delle NTC, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:



$$u_s \leq 0,005 \times H. \quad (7.11.11 \text{ delle NTC})$$

Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_n = 0,2 \times a_{\max}/g$.

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi delle seguenti palancole

- Palancole A-A di $H = 12,00\text{m}$;
- Palancole B-B di $H = 10,00\text{m}$;

Nel caso della palancole di $H=12\text{m}$ si ha che: $u_s = 0,005 \times H = 6,0\text{cm}$, in quella di $H=10,0\text{m}$ $u_s = 0,005 \times H = 5,0\text{cm}$.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza rispetto ai possibili cinatismi di collasso verificando il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. delle NTC.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

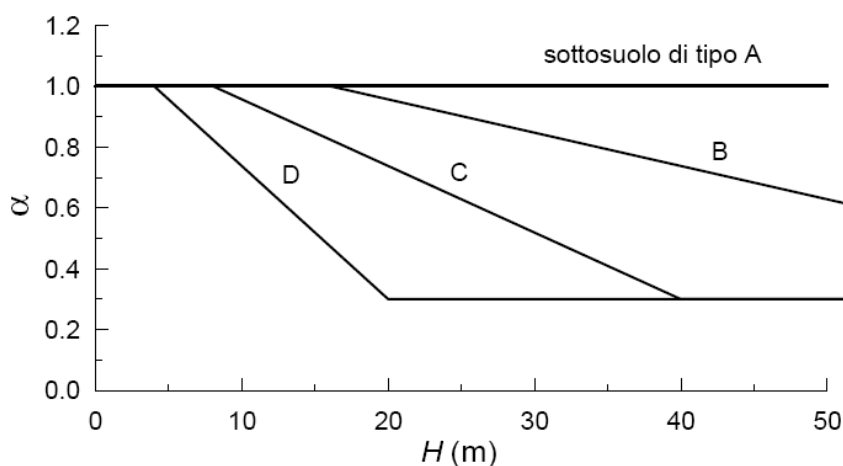


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

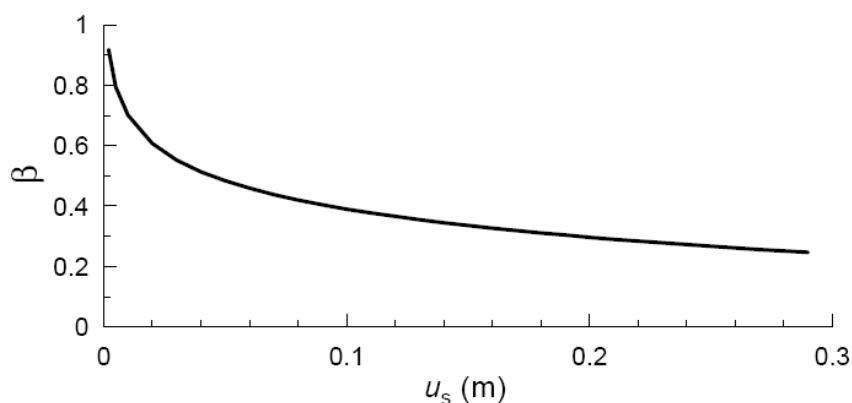


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β



Nei casi in esame, considerando la possibilità della paratia di subire spostamenti rispetto al terreno pari a 6.0cm e 5.0cm, rispettivamente per le altezze $H=12\text{m}$ ed 10m , il coefficiente β risulterebbe a sua volta pari a $\beta_m=0.455$ ed a $\beta_m=0.48$.

I coefficiente α , considerando le varie altezze della paratia ed in presenza di suolo C, risulta pari ad $\alpha=0.913$ ($H=12\text{m}$), $\alpha=0.956$ ($H=10\text{m}$).

Pertanto risulterà quanto segue:

-Palancola di $H=12\text{m}$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.913 \cdot 0.455 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.070g$$

-Palancola di $H=10\text{m}$

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.956 \cdot 0.480 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.077g$$

5.4 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle (NTC).

5.4.1 Combinazioni per la verifica agli SLU

Per le paratie § 6.5.3.1.2 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo

l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.



Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

5.4.2 Combinazioni per la verifica agli SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{21i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{21i} \cdot Q_{ki}$

5.4.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{21i} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel capitolo 6 delle NTC.



5.5 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

I calcoli della struttura saranno eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo **PAC 10.0**, versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS). Licenza n. AIU26662G.

5.6 METODO DI CALCOLO

Si rimanda a quanto riportato nell'analisi dei diaframmi in c.a. al paragrafo 4.5.

5.7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'assunzione dei parametri geotecnici da inserire nel calcolo dei diaframmi è il risultato di un attento esame dei diagrammi ottenuti con le prove in situ.

La natura e la consistenza dei terreni varia fra il terreno di sommità (costituente l'attuale arginatura, e quindi con caratteristiche geotecniche discrete) e quello in golena (in falda e con caratteristiche mediamente inferiori); pertanto vengono assunti i seguenti parametri geotecnici:

Terreno di sommità: $\phi = 35^\circ$, $c=0$, $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$

Terreno in profondità: $\phi = 33^\circ$, $c=0$, $\gamma = 0.9 \text{ t/m}^3$

Il calcolo è stato effettuato per una striscia di larghezza unitaria, con riferimento al comportamento elastico del terreno compreso fra le condizioni limiti di spinta attiva e spinta passiva e con riguardo alle fasi di successivo approfondimento.

5.7.1 Impostazioni di progetto

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi Effetto</i>			<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40



Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi Effetto			A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ		1.00	1.00

5.7.2 Parametri di spinta

I valori dei coefficienti di spinta attiva (k_a) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, mentre i coefficienti di spinta passiva (k_p) secondo le relazioni di Caquot. Il valore dell'angolo di attrito terreno-paratia (δ) è stato posto pari a 12° sia per la spinta passiva, sia per la spinta attiva.

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\pi/2 + \phi)}{(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi)}{\sin(\pi/2 - \delta)}})^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

Per le verifiche strutturali delle paratie si hanno i seguenti valori dei coefficienti di riduzione e dei coefficienti sismici di progetto.

-Palancola di H=12m

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.913 \cdot 0.455 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.070g$$

-Palancola di H=10m

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.956 \cdot 0.480 \cdot 1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.112g = 0.077g$$



cccPer quanto riguarda i coefficienti di spinta delle terre in fase sismica si segue

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

I coefficienti di spinta sono valutati considerando i seguenti angoli:

$$\bar{\alpha}' = \bar{\alpha} + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove:

$\bar{\alpha}$	=	angolo formato dal paramento verticale con la verticale
β	=	angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale
β'	=	$\beta + \theta$
$\bar{\alpha}'$	=	$\bar{\alpha} + \theta$

Tramite le formule di Mononobe & Okabe, si ricavano i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva in fase sismica (k_{aS} - k_{pS}).



5.8 TIPOLOGIE DI PALANCO LATI DI SOSTEGNO AGLI SCAVI

Come già accennato, vengono individuate due sezioni significative: il palancoato che sostiene la testa e le pareti dello scatolare, realizzato con profili tipo AZ18 e denominato "Palancola A-A", ed il palancoato che costituisce la protezione per l'elemento ad U, realizzato con profili tipo AZ13 e denominato "Palancola B-B".

Si riportano di seguito, per ciascuna delle citate sezioni, gli schemi per le successive fasi, con i dislivelli significativi di terra e le prevalenze idrauliche, accompagnati, per ogni fase, dai diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio), delle presumibili inflessioni e delle pressioni che il palancoato scambia con il terreno.

Dai diagrammi del taglio, per sovrapposizione si deducono le azioni sulle corree e sui puntelli, in base alle quali vengono calcolate le sollecitazioni e vengono eseguite le verifiche del sistema di puntellamento stesso.

5.8.1 Palancola A-A

5.8.1.1 Premessa

Caratteristiche geometriche principali

Il calcolo viene condotto per una striscia di larghezza unitaria. I tabulati sono riportati in Allegato 3.

Viene dapprima esaminata la "Fase provvisoria" con scavo a circa 0.70m sotto la quota dei futuri puntelli, quindi la "Fase definitiva". In particolare si precisa quanto segue:

a) Fase provvisoria

Schema statico: a sbalzo

Quota assoluta di sommità palancole: $Q = 39.20\text{m}$

Altezza scavo: $H_s = 1.70\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 10.30\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 12.00\text{m}$

Livello della falda di monte : $z = -4.80\text{m}$ dalla sommità

Livello della falda valle: $z = -5.80\text{m}$ dalla sommità

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Carico accidentale pari a 10kN/mq per un tratto di 15m dalla palancola.

b) Fase definitiva

Schema statico: vincolo rigido in testa ($a = -1.0\text{m}$)

Quota assoluta di sommità palancole: $Q = 39.20\text{m}$

Altezza scavo: $H_s = 5.80\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 6.20\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{\text{tot}} = 12.00\text{m}$

Livello della falda di monte: $z = -4.80\text{m}$ dalla sommità

Livello della falda di valle: $z = -5.80\text{m}$ dalla sommità

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:



- Pesi proprio struttura
- Carico accidentale pari a 10kN/mq per un tratto di 15m dalla palancola
- Sisma orizzontale

L'analisi della palancola viene effettuata per fasi di scavo; di seguito vengono specificate le fasi considerate.

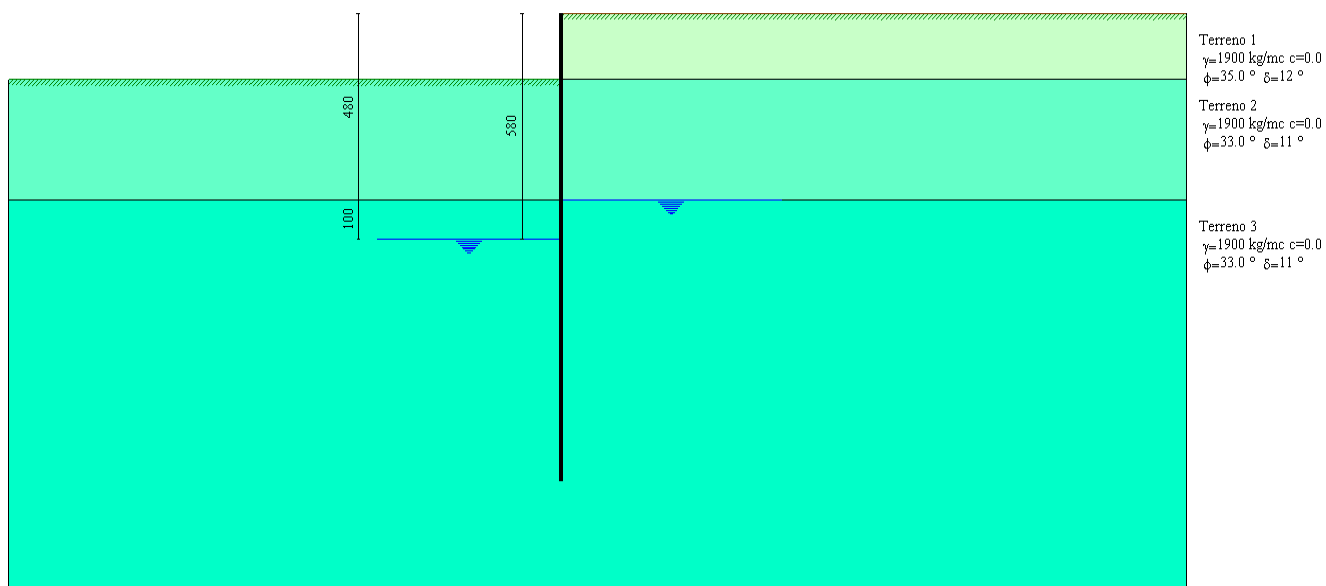


Figura 5-1: Fase di scavo al Tempo 0 (scavo a -1.70m)

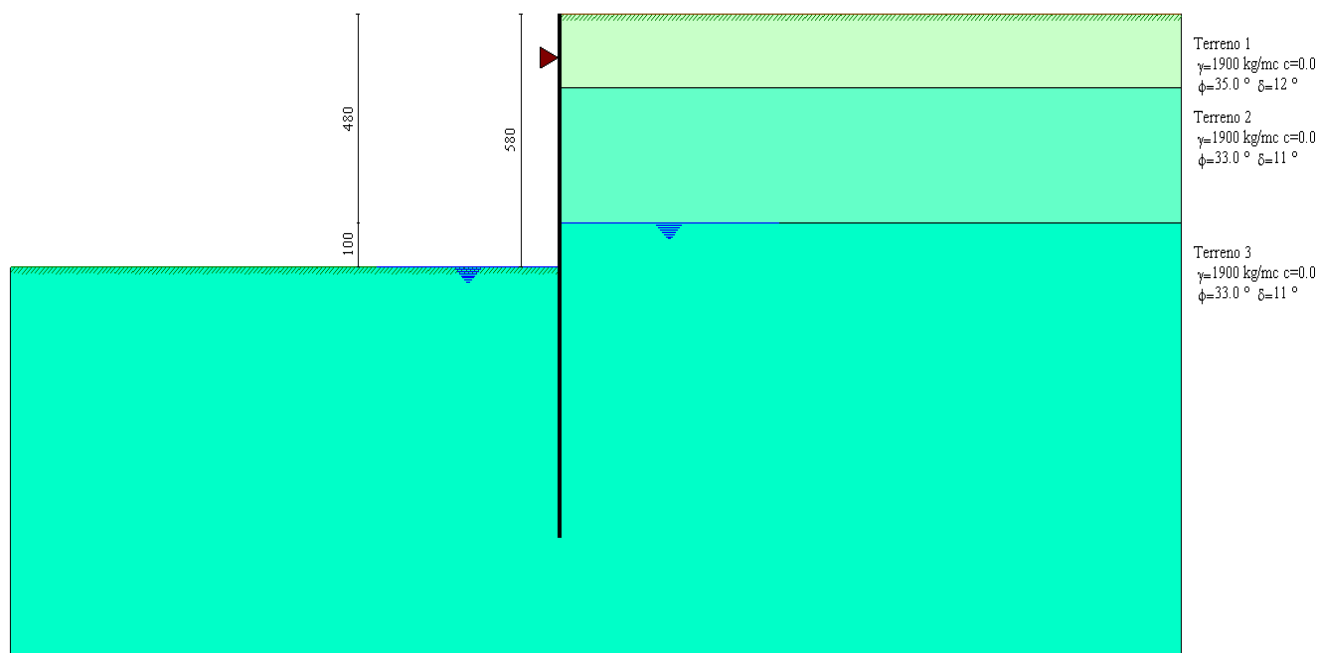


Figura 5-2: Fase di scavo al Tempo 1 (scavo a -5.80m) + sovraccarico $q=10 \text{ kN/m}^2$

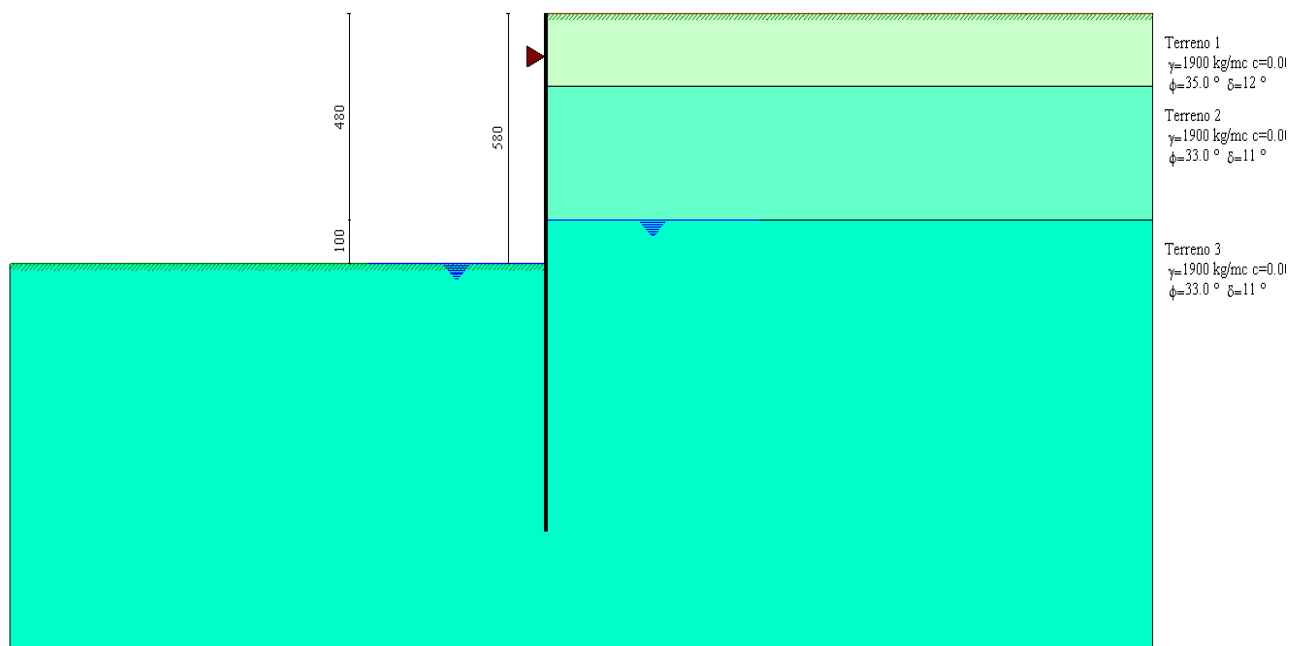


Figura 5-3: Fase di scavo al Tempo 2 (scavo a -5.80m) + Sisma

5.8.1.1.1 Valori delle sollecitazioni per metro di paratia per le varie fasi di carico

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie combinazioni di carico considerate:

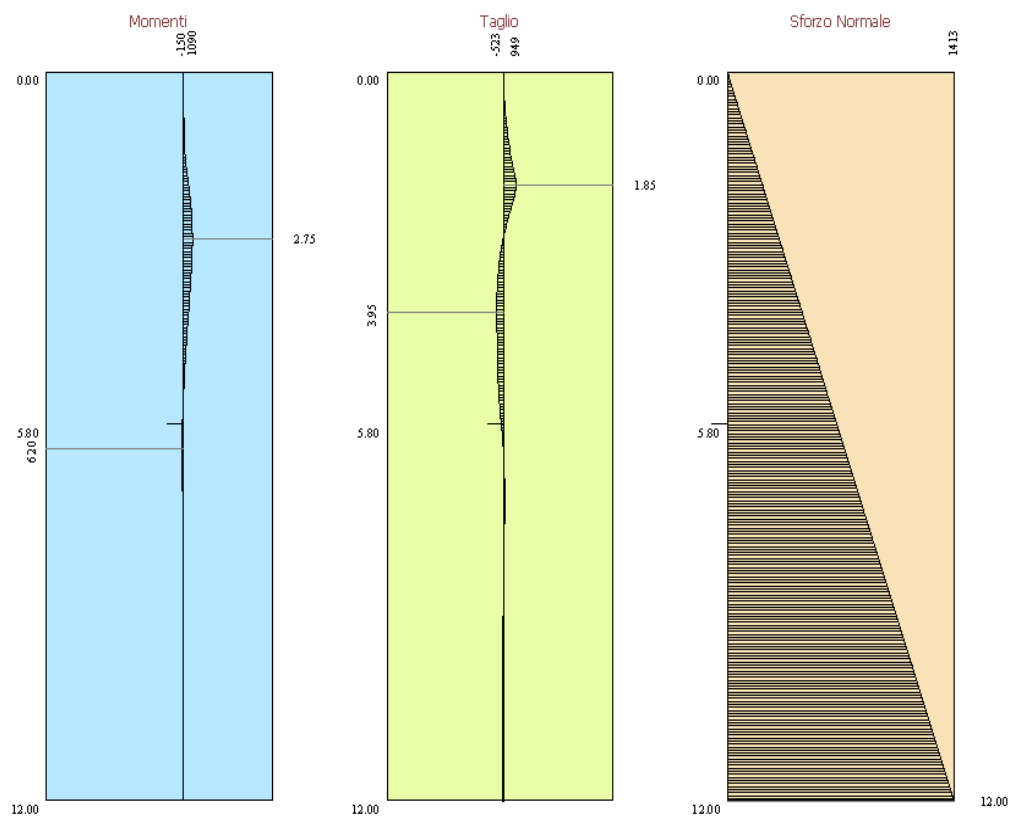


Figura 5-4: Tempo 0 (scavo a -1.70m +Q. acc) combinazione SLU (A2-M2)

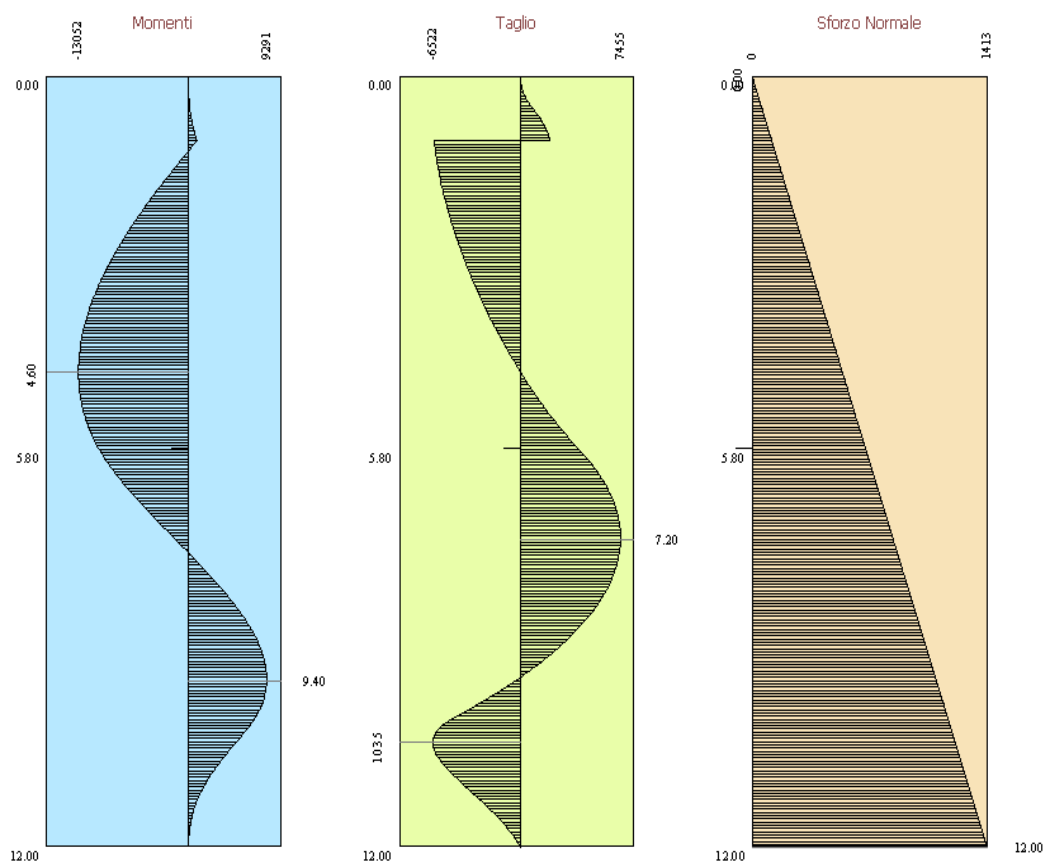


Figura 5-5: Tempo 1 (scavo a -1.70m +Q. acc + vincolo a -1.00m) combinazione SLU (A2-M2)

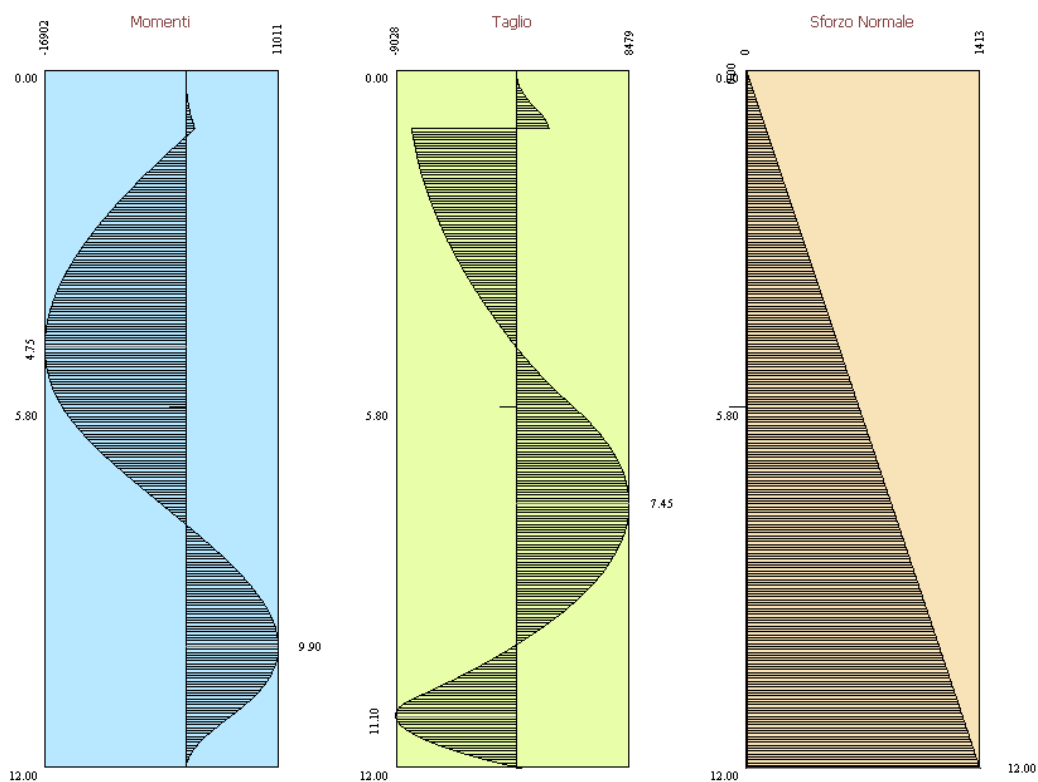


Figura 5-6: Tempo 2 (scavo a -1.70m + Sisma + Q. acc + vincolo a -1.00m)



combinazione SLU (A2-M2)

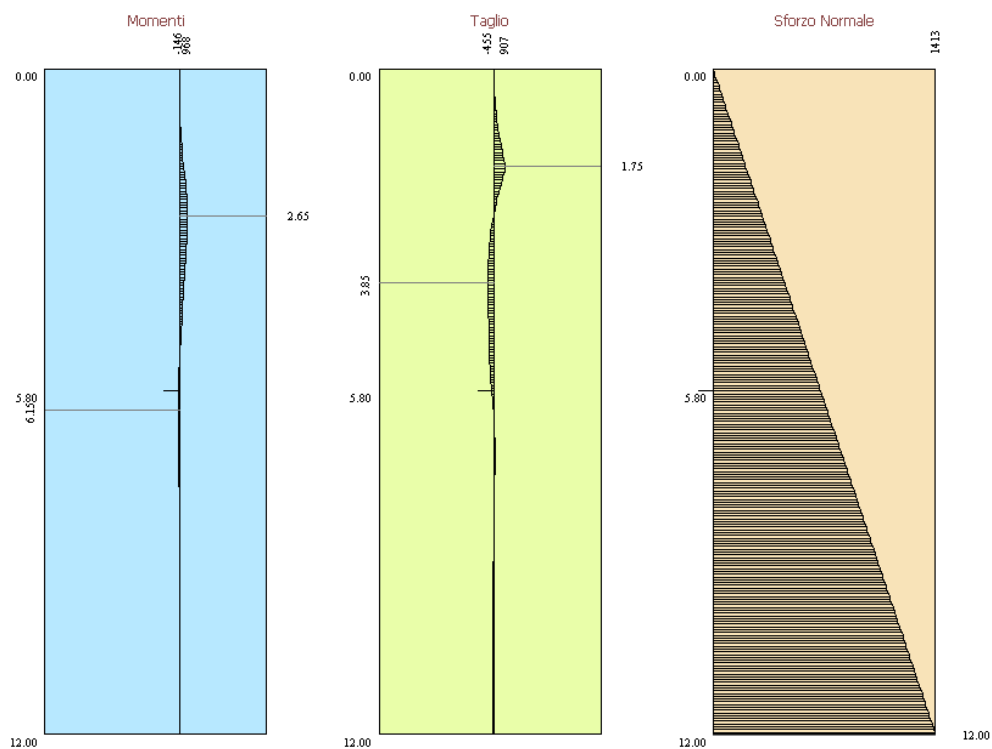


Figura 5-7: Tempo 0 (scavo a -1.70m +Q. acc) combinazione SLU (A1-M1)

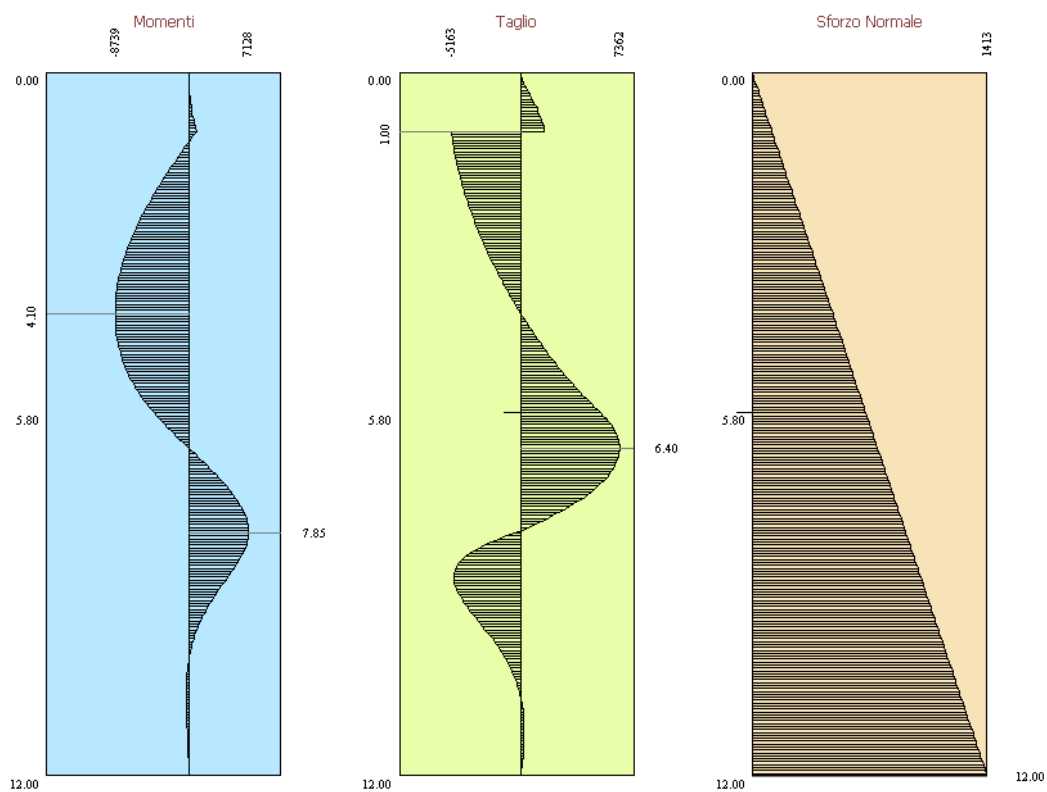
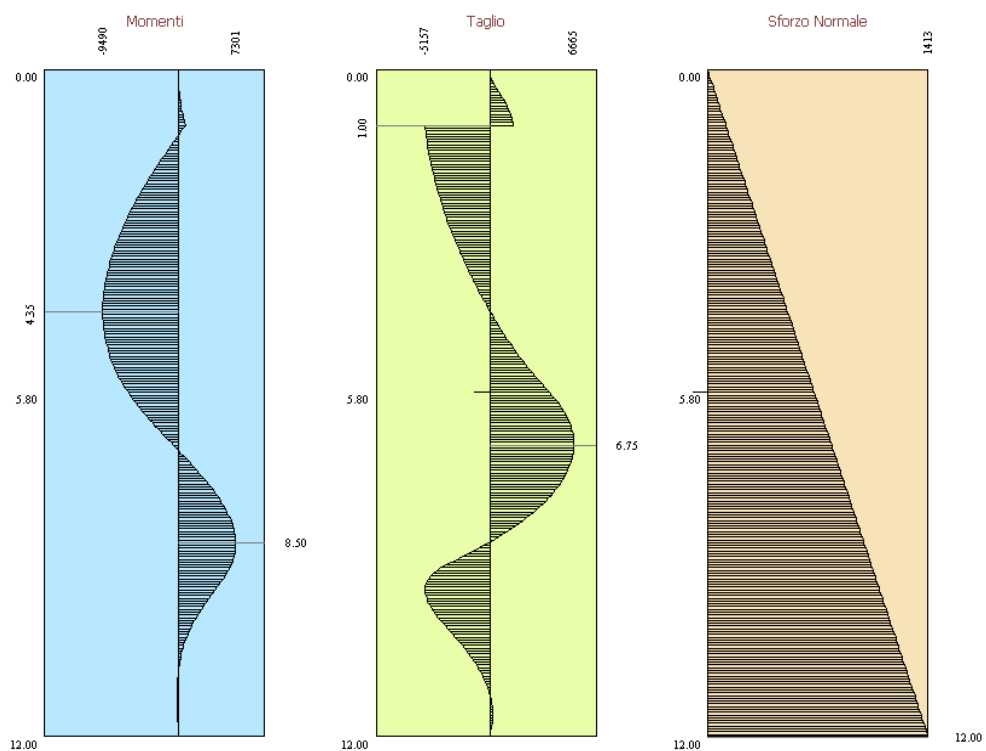


Figura 5-8: Tempo 1 (scavo a -1.70m +Q. acc + vincolo a -1.00m) combinazione SLU (A1-M1)



**Figura 5-9: Tempo 2 (scavo a -1.70m + Sisma + Q. acc + vincolo a -1.00m)
combinazione SLU (A1-M1)**

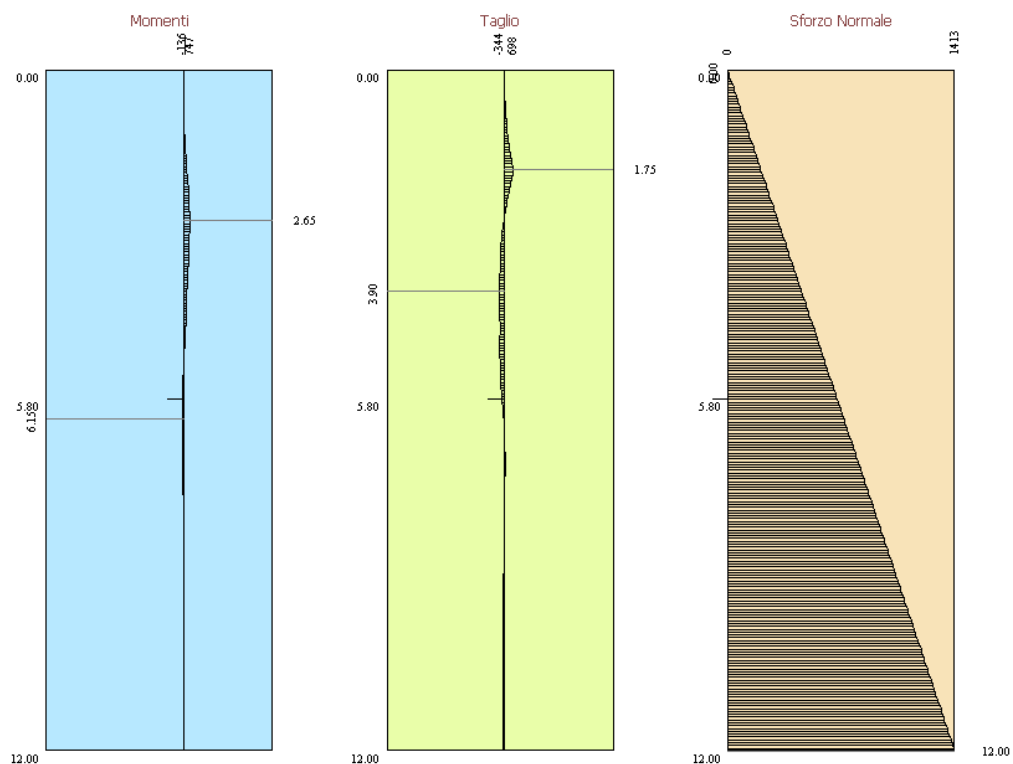


Figura 5-10: Tempo 0 (scavo a -1.70m +Q. acc) combinazione SLE

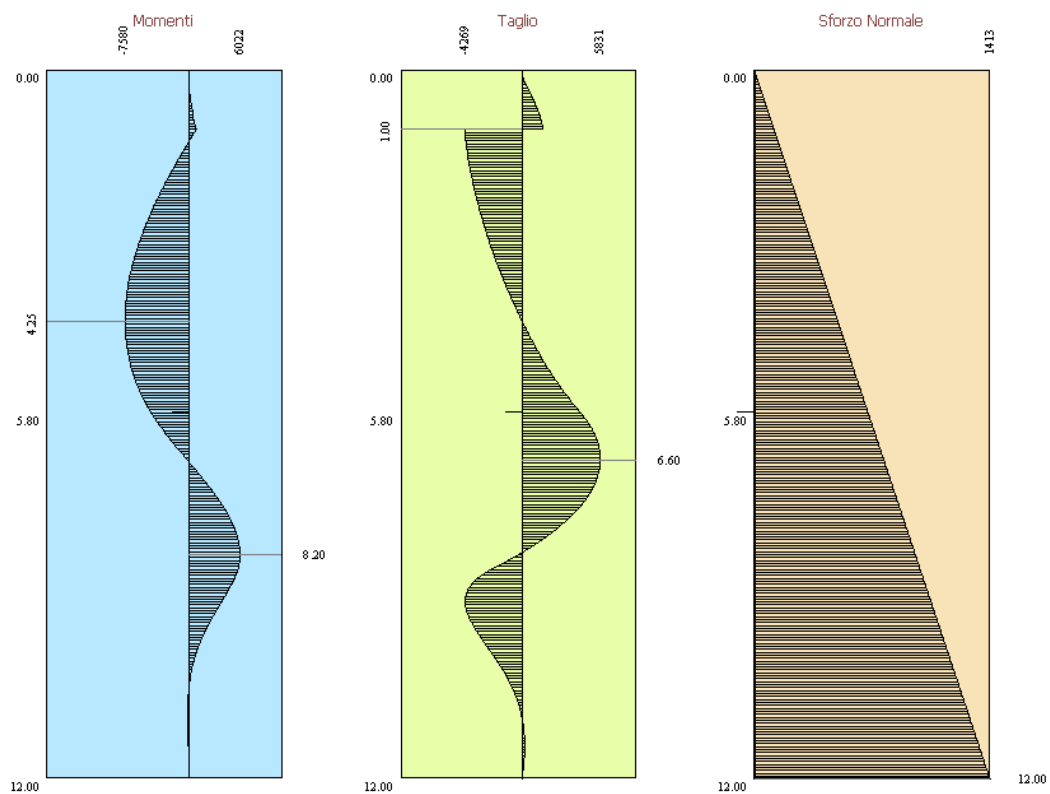
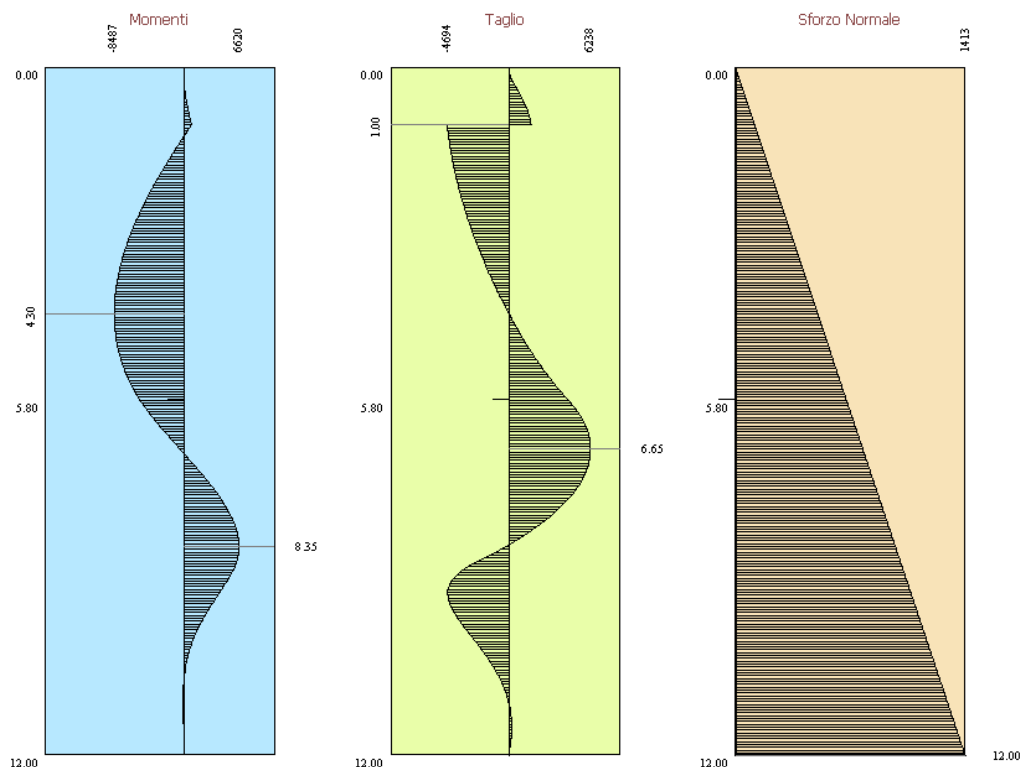


Figura 5-11: Tempo 1 (scavo a -1.70m +Q. acc + vincolo a -1.00m) combinazione SLE



**Figura 5-12: Tempo 2 (scavo a -1.70m + Sisma + Q. acc + vincolo a -1.00m)
combinazione SLE**

5.8.1.1.2 Verifiche di resistenza a flessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte in campo elastico in accordo a quanto previsto nel punto 4.2.4.1.2. del D.M. 14.01.2008:

$$(\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2)^{0.5} \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

a) Palancole

Caratteristiche geometriche della sezione

Profilo impiegato: AZ 18

$W = 1800 \text{ cm}^3/\text{m}$

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Sollecitazioni

Momento flettente Max: $M_{max} = 169.02 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 4.75\text{m}$

Si ha quindi sostituendo i valori numerici:



$$169.02 \cdot 10^6 / (1800 \cdot 10^3) = 93.90 \text{ N/mm}^2 < 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

b) Correa

Caratteristiche geometriche della sezione

Formata da 1+1 IPE360

$$J_{1x} = 16270 \text{ cm}^4$$

$$W_{1x} = 904 \text{ cm}^3$$

$$b_w = 8.0 \text{ mm}$$

$$h_w = 334.6 \text{ mm}$$

$$h = 360 \text{ mm}$$

Sollecitazioni

$$q = 78.00 + 23.50 = 101.50 \text{ kN/m}$$

$$l = 4.40 \text{ m}$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 12 = 163.75 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q \cdot l / 2 = 223.3 \text{ kN}$$

Poiché la trave di correa è costituita da 2 profilati avremo per ogni IPE 360:

$$M = 81.88 \text{ kNm}$$

$$T = 111.65 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera che le massime sollecitazioni flessionali e taglianti avvengano nella medesima sezione.

Si ha quindi sostituendo i valori numerici:

$$[(81.88 \cdot 10^6 / (904 \cdot 10^3))^2 + 3 \cdot (111.65 \cdot 1000 / (8 \cdot 334.6))^2]^{0.5} = [(90.57)^2 + 3 \cdot (41.71)^2]^{0.5} = 115.85 \text{ N/mm}^2 < 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

c) Puntoni

Caratteristiche geometriche

Formati da 1 HEB 240

Passo d'influenza: $i = 4.40 \text{ m}$

$$l = l_c = 580 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 0.8320 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni

Interasse puntoni: $i = 4.40 \text{ m}$

$$\text{Carico sul puntone: } P = q \cdot i = 101.50 \cdot 4.40 = 446 \text{ kN}$$

$$M_{\text{peso proprio}} = \text{Peso} \cdot l_c^2 / 8 = 3.50 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ecc. verticale}} = P \cdot l_c / 500 = 5.18 \text{ kN}$$

$$M_{\text{tot}} = 8.68 \text{ kNm}$$

$$T = \text{Peso} \cdot l_c / 2 = 2.42 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono state eseguite in accordo al D.M. 14 Gennaio 2008 con un apposito foglio EXCEL.



DATI GENERALI

Tipo di Acciaio:

S 355

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	355 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	510 [N/mm ²]
Modulo elastico:	$E =$	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità trasversale:	$G =$	80769 [N/mm ²]
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3

Tipo di Verifica:

Elastica per sezioni di classe 1, 2 e 3.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrane:	$\gamma_{M1} =$	1.05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1.25

Caratteristiche profilo

Tipo di profilo:

HEB

Profilo:

HE 240 B

Peso:	$g =$	83.2 [kg/m]
Altezza:	$h =$	240 [mm]
Larghezza	$b =$	240 [mm]
Spessore Anima:	$t_w =$	10 [mm]
Spessore Ali:	$t_f =$	17 [mm]
Raggio di raccordo Ali/Anima:	$r =$	21 [mm]
Area:	$A =$	106.0 [cm ²]
Momento d'inerzia asse y-y:	$J_y =$	11260.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico y-y:	$W_{el,y} =$	938.3 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	1053.0 [cm ³]
Raggio d'inerzia y-y:	$\rho_y =$	10.3 [cm]
Momento d'inerzia asse z-z:	$J_z =$	3923.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico z-z:	$W_{el,z} =$	326.9 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico z-z:	$W_{pl,z} =$	498.4 [cm ³]
Raggio d'inerzia z-z:	$\rho_z =$	6.1 [cm]
Momento d'inerzia torsionale:	$I_T =$	102.7 [cm ⁴]
Fattore d'ingobbamento:	$I_w =$	486900 [cm ⁶]



Classe Sezione: 1

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$$

Ala:	c = 94	t = 17
Flessione Mz	c/t ≤ 9ε	Classe: 1
Compressione	c/t ≤ 9ε	Classe: 1
Anima:	c = 164	t = 10
Flessione My	c/t ≤ 72ε	Classe: 1
Compressione	c/t ≤ 33ε	Classe: 1

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

4.2.4.1.2 NTC

Sforzo normale di compressione:	N _{Ed} =	446.00	[kN]
Momento sollecitante y-y:	M _{y,Ed} =	8.68	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	M _{z,Ed} =	0.00	[kNm]
Taglio sollecitante anima z-z:	V _{z,Ed} =	2.42	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	V _{y,Ed} =	0.00	[kN]
Lunghezza libera di inflessione:	l ₀ =	5.8	[m]

Taglio resistente in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio:}$$

Profilati ad I o ad H nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3324.0 \quad [\text{mm}^2]$$

Profilati ad I, ad H, a C o ad Unel piano delle ali:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 8160 \quad [\text{mm}^2]$$

Taglio sollecitante anima z-z:	V _{z,Ed} =	2.42	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	V _{y,Ed} =	0.00	[kN]
Taglio Resistente z-z:	V _{c,z,Rd} =	648.84	[kN]
Taglio Resistente y-y:	V _{c,y,Rd} =	1592.83	[kN]

VERIFICA: $V_{z,Ed} \leq V_{z,Rd}$ OK $V_{y,Ed} \leq V_{y,Rd}$ OK



Coeff. Riduttivo in caso di flessione e taglio se $V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$:

anima $\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 1.00$

ali $\rho = 1.00$

Momento resistente con eventuale riduzione per taglio:

Momento sollecitante y-y: $M_{y,Ed} = 8.68$ [kNm]

Momento sollecitante z-z: $M_{z,Ed} = 0.00$ [kNm]

Momento resistente Elastico y-y: $M_{y,V,Rd} = 317.23$ [kNm]

Momento resistente Elastico z-z: $M_{z,V,Rd} = 110.52$ [kNm]

VERIFICA: $M_{y,Ed} \leq M_{y,V,Ed}$ **OK** $M_{z,Ed} \leq M_{z,V,Ed}$ **OK**

Presso o tensoflessione biassiale con eventuale riduzione per taglio:

Sforzo normale sollecitante: $N_{Ed} = 446.00$ [kN]

Sforzo normale resistente: $N_{pl,Rd} = 3583.81$ [kN]

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.12$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A = 0.23 \leq 0.5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0.5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a,$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a,$$

Momento resistente ridotto y-y: $M_{N,y,Rd} = 313.88$ [kNm]

Momento resistente ridotto z-z: $M_{N,z,Rd} = 110.52$ [kNm]

Momento sollecitante y-y: $M_{y,Ed} = 8.68$ [kNm]

Momento sollecitante z-z: $M_{z,Ed} = 0.00$ [kNm]

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

$$0.028 + 0.000 = 0.028 \leq 1 \quad \text{OK}$$



Membrature inflesse e compresse:

Metodo A (C4.2.4.1.3.3.1 Istr. Appl. NTC)

Sforzo normale di compressione:	$N_{Ed} =$	446.00	[kN]
Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	8.68	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
Modulo resistente Elastico y-y:	$W_y =$	938.3	[cm ³]
Modulo resistente Elastico z-z:	$W_z =$	326.9	[cm ³]
Minimo fattore χ intorno agli assi principali:	$\chi_{min} =$	0.41	
Carico critico euleriano asse y-y:	$N_{cr,y} =$	6940.11	[kN]
Carico critico euleriano asse z-z:	$N_{cr,z} =$	2413.55	[kN]
Coeff. amplificativo per ottenere in $M_{y,eq,Ed}$:	$\beta_y =$	0.86	
Coeff. amplificativo per ottenere in $M_{z,eq,Ed}$:	$\beta_z =$	0.86	
Momento equivalente asse y-y:	$M_{y,eq,Ed} =$	7.46	[kN]
Momento equivalente asse z-z:	$M_{z,eq,Ed} =$	0.00	[kN]

Verifiche di stabilità a pressoflessione:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed}}{f_{yk} \cdot W_z}$$

$$0.303 + 0.034 + 0.000 = 0.336 \leq 1 \quad \text{OK}$$

5.8.1.1.3 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2] con indicato il coefficiente di sicurezza che risulta pari a 1.53

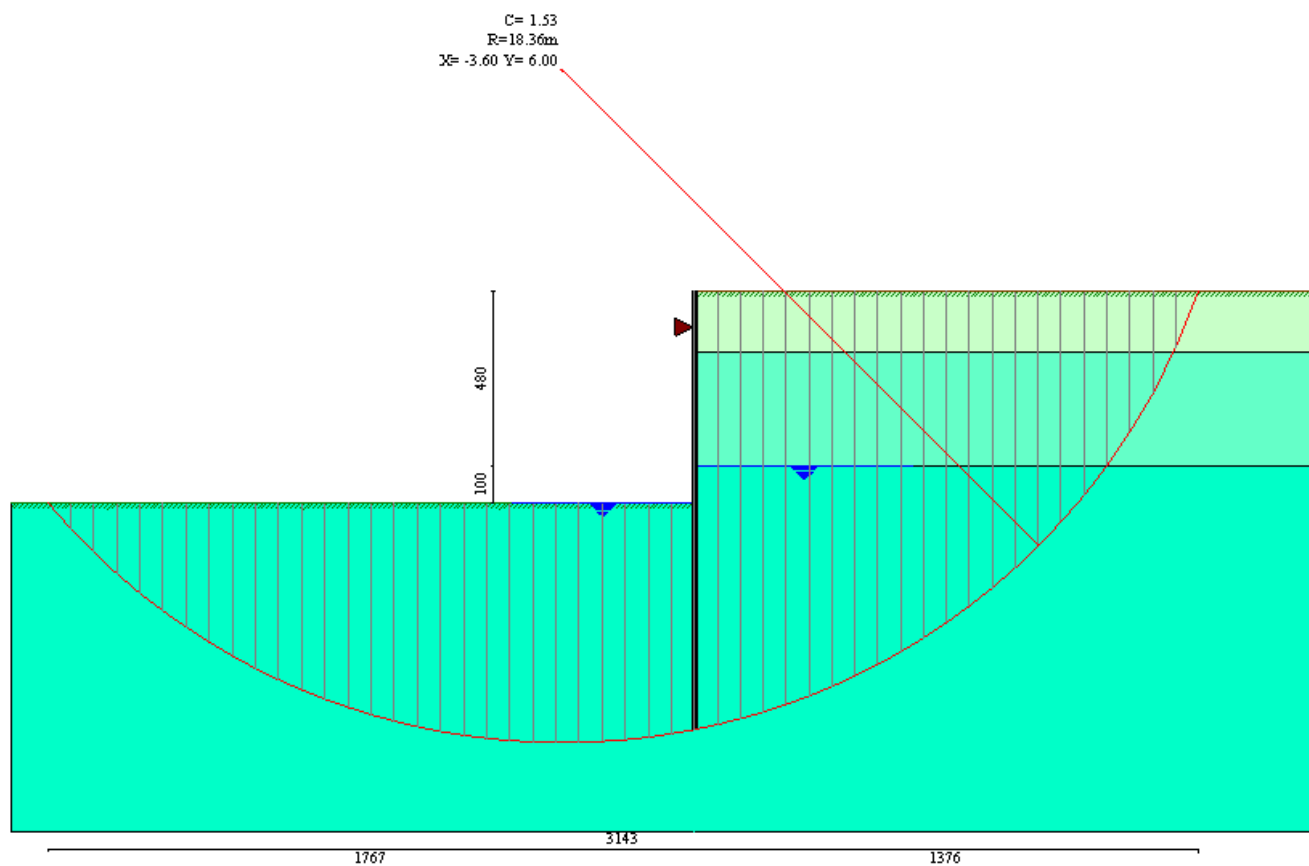


Figura 5-13: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa [TEMPO 2 (Scavo a-5.80+Sisma+Vincolo a -1.00m)]

5.8.1.1.4 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio.

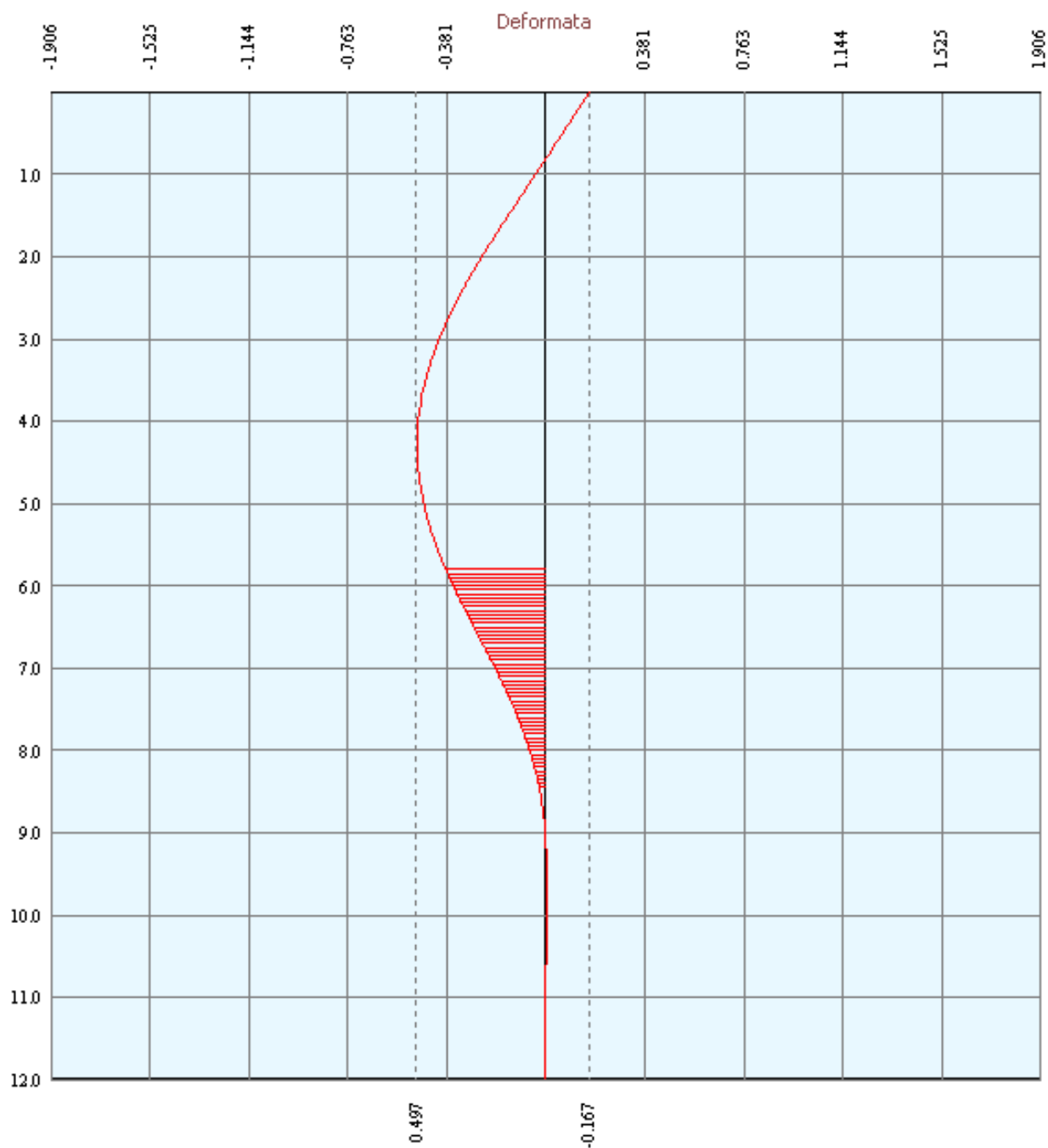


Figura 5-14: Diagramma dello spostamento della paratia al TEMPO 1 (Scavo a-5.80+Qacc+Vincolo a - 1.00m). condizione SLE

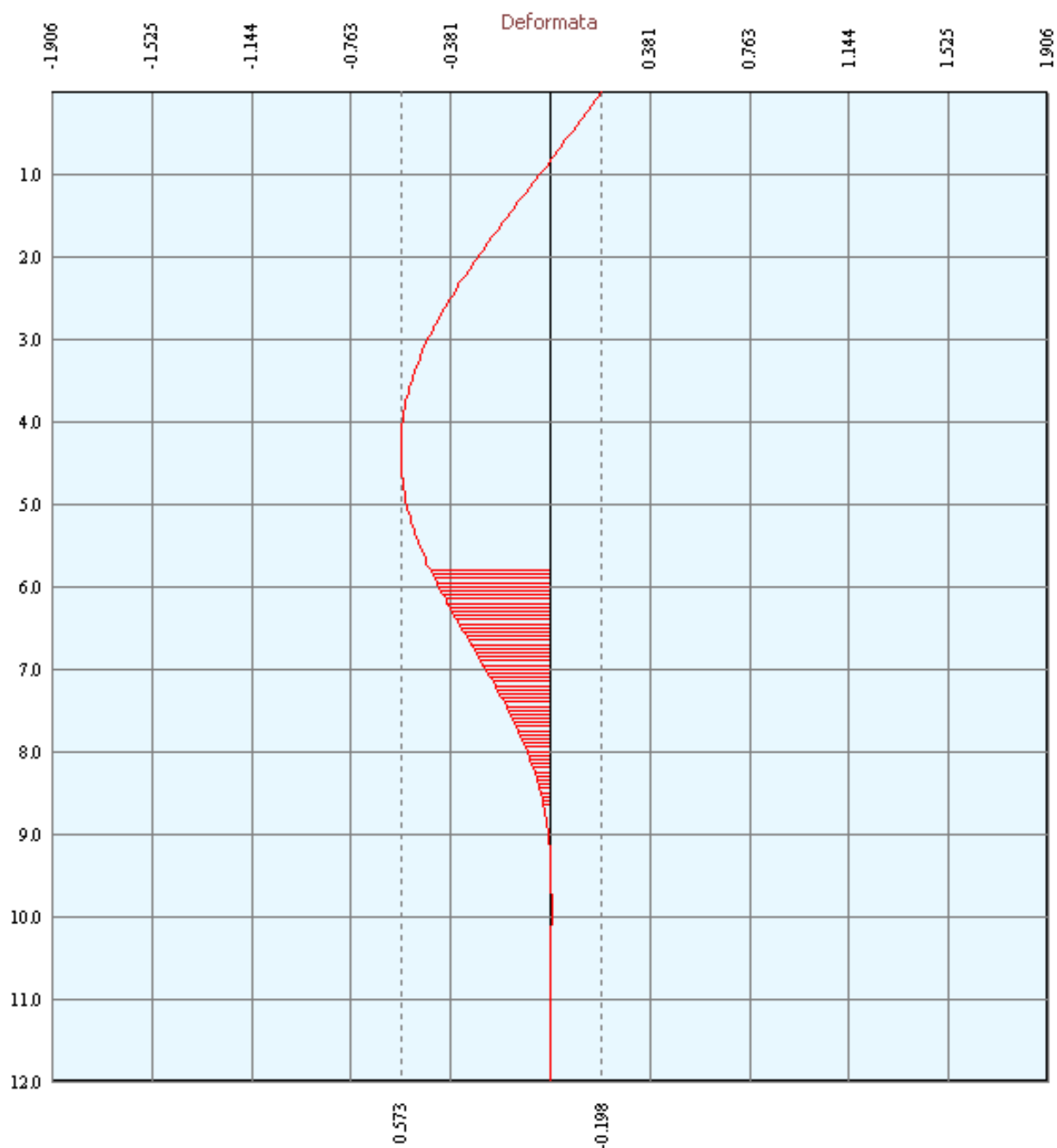


Figura 5-15: Diagramma dello spostamento della paratia al TEMPO 2 (Scavo a-5.80+Qacc+Vincolo a - 1.00m + Sisma). condizione SLE con Sisma

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.



5.8.2 Palancola B-B

5.8.2.1 Premessa

Caratteristiche geometriche principali

Il calcolo viene condotto per una striscia di larghezza unitaria. I tabulati sono riportati in Allegato 4.

Data la tipologia di palancola si esamina solamente la "Fase definitiva". In particolare si precisa quanto segue:

Schema statico: vincolo rigido in testa (a -0.35m dalla testa della palancola)

Altezza scavo: $H_s = 4.50\text{m}$ Lunghezza parte infissa: $L_i = 5.50\text{m}$

Lunghezza totale: $L_{tot} = 10.00\text{m}$

Livello della falda di monte: $z = -2.80\text{m}$ dalla sommità

Livello della falda di valle: $z = -4.50\text{m}$ dalla sommità

Condizioni di carico

Per le verifiche strutturali e geotecniche si considereranno le seguenti condizioni di carico:

- Pesi proprio struttura
- Carico accidentale pari a 10 kN/mq per un tratto di 15m dalla palancola
- Sisma orizzontale

Si riporta di seguito il modello agli elementi finiti implementato:

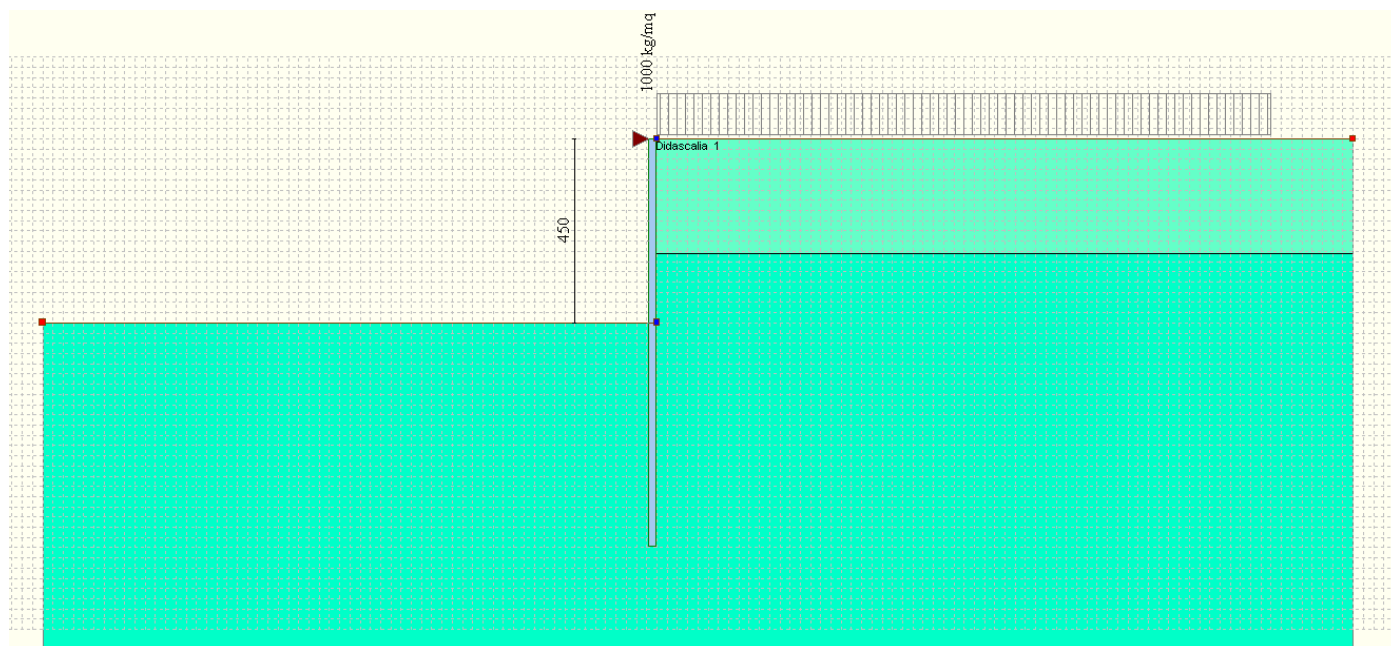


Figura 5-16: modello agli elementi finiti implementato con indicato il sovraccarico considerato sul terreno

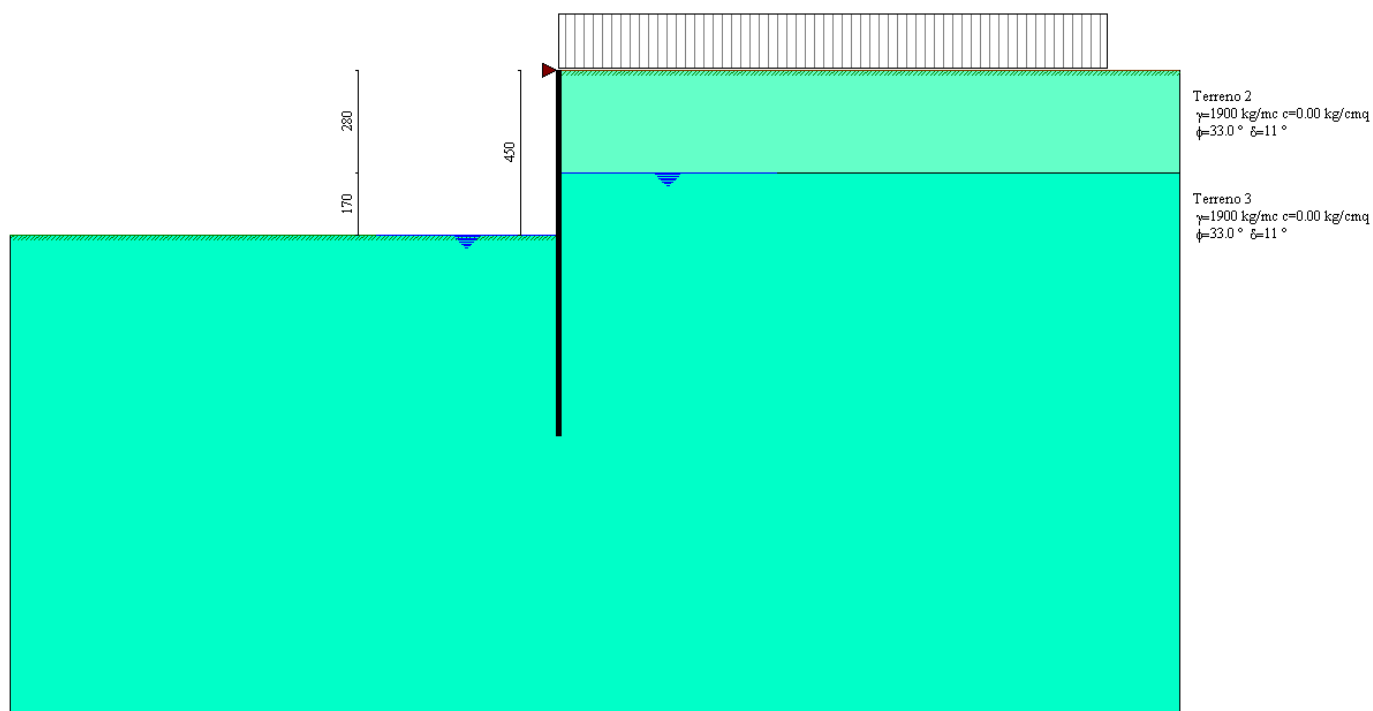


Figura 5-17: modello agli elementi finiti implementato con indicate le caratteristiche del terreno



5.8.2.1.1 Valori delle sollecitazioni per metro di paratia per le varie combinazioni di carico

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le varie combinazioni di carico considerate:

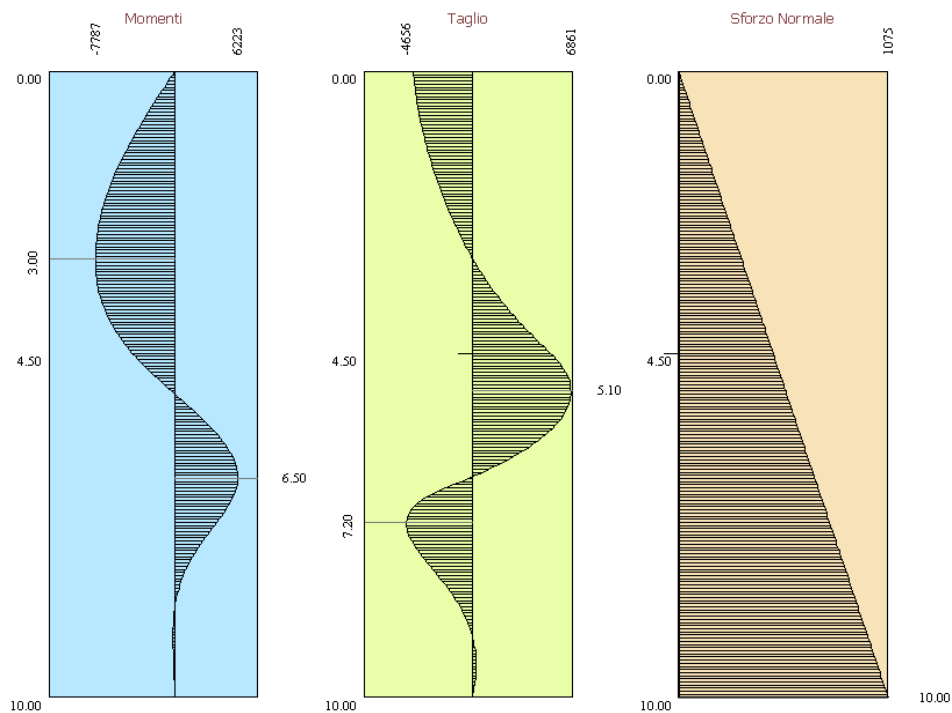


Figura 5-18: combinazione SLU (A1-M1)

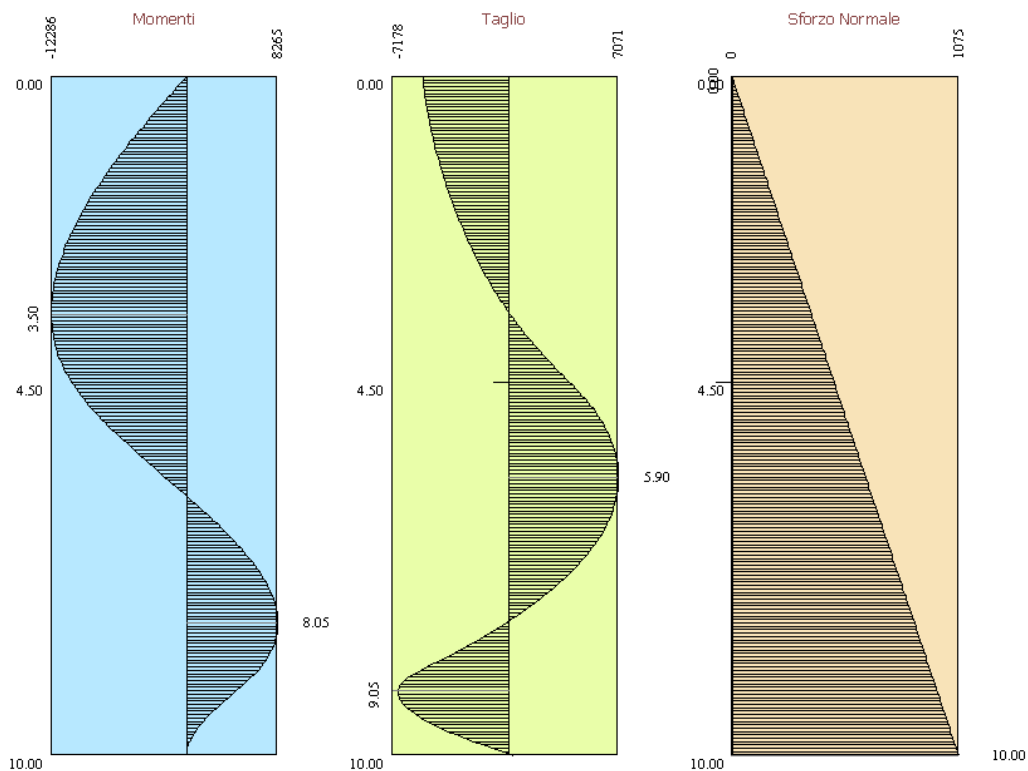


Figura 5-19: combinazione SLU (A2-M2)

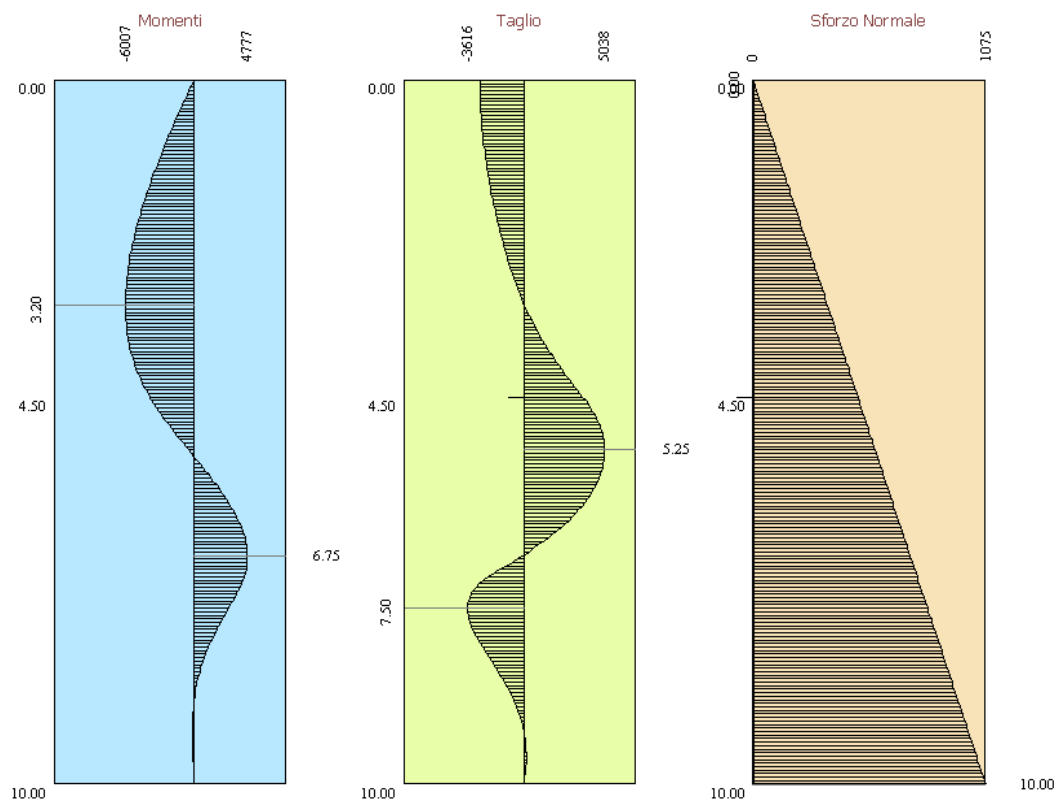


Figura 5-20: combinazione quasi permanente

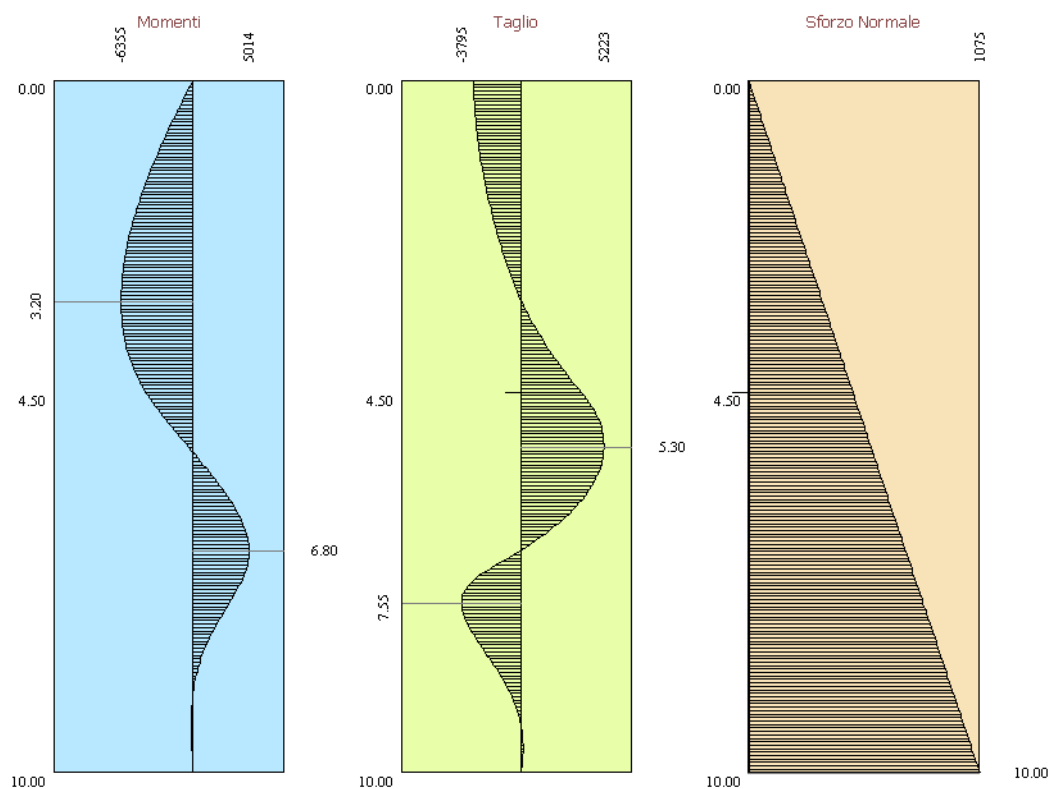


Figura 5-21: combinazione frequente

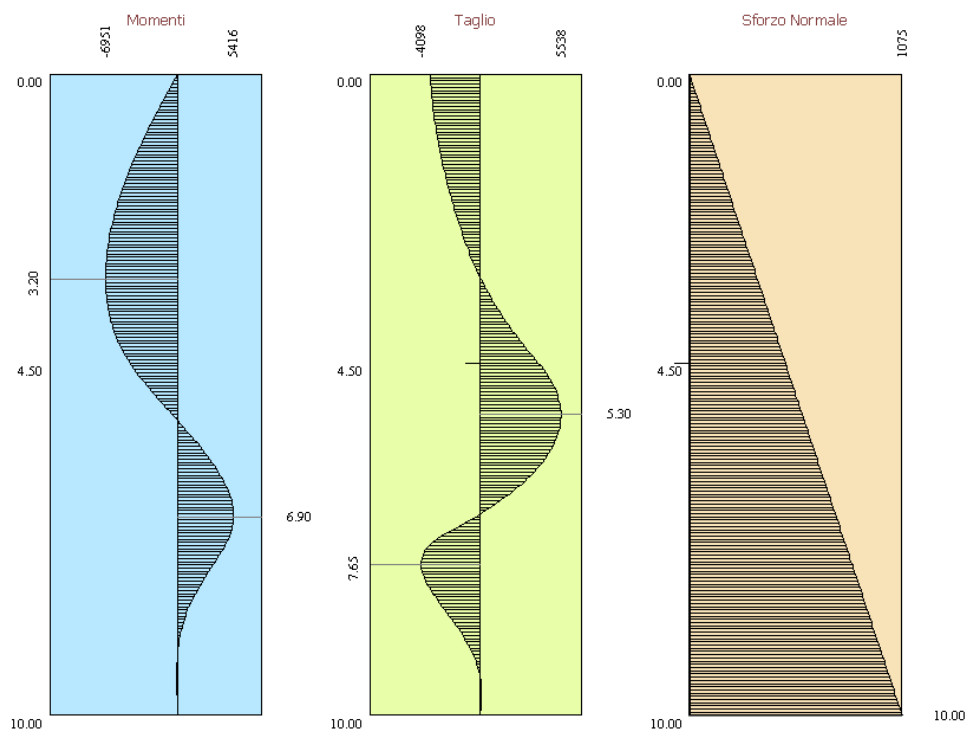


Figura 5-22: combinazione rara

5.8.2.1.2 Verifiche di resistenza a flessione

Le verifiche di resistenza vengono condotte in campo elastico in accordo a quanto previsto nel punto 4.2.4.1.2. del D.M. 14.01.2008:

$$(\sigma_{x,Ed}^2 + 3 * \tau_{Ed}^2)^{0.5} \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

a) Palancole

Caratteristiche geometriche della sezione

Profilo impiegato: AZ 13

$$W = 1300 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Sollecitazioni

Momento flettente Max: $M_{max} = 122.86 \text{ kNm}$ (combinazione A2-M2) a quota $z = 3.50\text{m}$

Si ha quindi sostituendo i valori numerici:

$$122.86 * 10^6 / (1300 * 10^3) = 94.50 \text{ N/mm}^2 < 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

b) Correa



Caratteristiche geometriche della sezione

Formata da 1+1 IPE240

$$J_{1x} = 3892 \text{ cm}^4$$

$$W_{1x} = 324 \text{ cm}^3$$

$$b_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$h_w = 220.4 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

Sollecitazioni

$$q = 56.04 \text{ kN/m}$$

$$l = 4.70 \text{ m}$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 12 = 103.16 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q \cdot l / 2 = 131.70 \text{ kN}$$

Poiché la trave di correa è costituita da 2 profilati avremo per ogni IPE 240:

$$M = 51.58 \text{ kNm}$$

$$T = 65.85 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera che le massime sollecitazioni flessionali e taglianti avvengano nella medesima sezione.

Si ha quindi sostituendo i valori numerici:

$$[(51.58 \cdot 10^6 / (324 \cdot 10^3))^2 + 3 \cdot (65.85 \cdot 1000 / (6.2 \cdot 220.4))^2]^{0.5} = [(159.19)^2 + 3 \cdot (48.19)^2]^{0.5} = 179.75 \text{ N/mm}^2 < 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

c) Puntoni

Caratteristiche geometriche

Formati da 1 HEB 200

Passo d'influenza: $i = 4.70 \text{ m}$

$$l = l_c = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 0.613 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni

Interasse puntoni: $i = 4.70 \text{ m}$

$$\text{Carico sul puntone: } P = q \cdot i = 56.04 \cdot 4.70 = 263.39 \text{ kN}$$

$$M_{\text{peso proprio}} = \text{Peso} \cdot l_c^2 / 8 = 1.70 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ecc. verticale}} = P \cdot l_c / 500 = 4.97 \text{ kN}$$

$$M_{\text{tot}} = 6.67 \text{ kNm}$$

$$T = \text{Peso} \cdot l_c / 2 = 1.35 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono state eseguite in accordo al D.M. 14 Gennaio 2008 con un apposito foglio EXCEL.



DATI GENERALI

Tipo di Acciaio:

S 355

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	355 [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	510 [N/mm ²]
Modulo elastico:	$E =$	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità trasversale:	$G =$	80769 [N/mm ²]
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3

Tipo di Verifica: **Elastica** per sezioni di classe 1, 2 e 3.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} =$	1.05
Resistenza giunzioni:	$\gamma_{M2} =$	1.25

Caratteristiche profilo

Tipo di profilo:

HEB

Profilo:

HE 200 B

Peso:	$g =$	61.3 [kg/m]
Altezza:	$h =$	200 [mm]
Larghezza	$b =$	200 [mm]
Spessore Anima:	$t_w =$	9 [mm]
Spessore Ali:	$t_f =$	15 [mm]
Raggio di raccordo Ali/Anima:	$r =$	18 [mm]
Area:	$A =$	78.1 [cm ²]
Momento d'inerzia asse y-y:	$J_y =$	5696.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico y-y:	$W_{el,y} =$	569.6 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	642.5 [cm ³]
Raggio d'inerzia y-y:	$\rho_y =$	8.5 [cm]
Momento d'inerzia asse z-z:	$J_z =$	2003.0 [cm ⁴]
Modulo di resistenza Elastico z-z:	$W_{el,z} =$	200.3 [cm ³]
Modulo di resistenza Plastico z-z:	$W_{pl,z} =$	305.8 [cm ³]
Raggio d'inerzia z-z:	$\rho_z =$	5.1 [cm]
Momento d'inerzia torsionale:	$I_T =$	59.3 [cm ⁴]
Fattore d'ingobbamento:	$I_w =$	171100 [cm ⁶]



Classe Sezione: 1

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$$

Ala:	c = 77.5	t = 15
Flessione Mz	c/t ≤ 9ε	Classe: 1
Compressione	c/t ≤ 9ε	Classe: 1
Anima:	c = 134	t = 9
Flessione My	c/t ≤ 72ε	Classe: 1
Compressione	c/t ≤ 33ε	Classe: 1

RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

4.2.4.1.2 NTC

Sforzo normale di compressione:	N _{Ed} =	263.39	[kN]
Momento sollecitante y-y:	M _{y,Ed} =	6.67	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	M _{z,Ed} =	0.00	[kNm]
Taglio sollecitante anima z-z:	V _{z,Ed} =	1.35	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	V _{y,Ed} =	0.00	[kN]
Lunghezza libera di inflessione:	l ₀ =	6	[m]

Taglio resistente in assenza di torsione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{dove } A_v \text{ è l'area resistente a taglio:}$$

Profilati ad I o ad H nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 2483.0 \quad [\text{mm}^2]$$

Profilati ad I, ad H, a C o ad U nel piano delle ali:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 6000 \quad [\text{mm}^2]$$

Taglio sollecitante anima z-z:	V _{z,Ed} =	1.35	[kN]
Taglio sollecitante ali y-y:	V _{y,Ed} =	0.00	[kN]
Taglio Resistente z-z:	V _{c,z,Rd} =	484.68	[kN]
Taglio Resistente y-y:	V _{c,y,Rd} =	1171.20	[kN]

VERIFICA: $V_{z,Ed} \leq V_{c,z,Rd}$ OK $V_{y,Ed} \leq V_{c,y,Rd}$ OK



Coeff. Riduttivo in caso di flessione e taglio se $V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$:

anima $\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 1.00$

ali $\rho = 1.00$

Momento resistente con eventuale riduzione per taglio:

Momento sollecitante y-y: $M_{y,Ed} = 6.67$ [kNm]

Momento sollecitante z-z: $M_{z,Ed} = 0.00$ [kNm]

Momento resistente Elastico y-y: $M_{y,V,Rd} = 192.58$ [kNm]

Momento resistente Elastico z-z: $M_{z,V,Rd} = 67.72$ [kNm]

VERIFICA: $M_{y,Ed} \leq M_{y,V,Rd}$ **OK** $M_{z,Ed} \leq M_{z,V,Rd}$ **OK**

Presso o tensoflessione biassiale con eventuale riduzione per taglio:

Sforzo normale sollecitante: $N_{Ed} = 263.39$ [kN]

Sforzo normale resistente: $N_{pl,Rd} = 2639.85$ [kN]

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.10$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A = 0.23 \leq 0.5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0.5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a,$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a,$$

Momento resistente ridotto y-y: $M_{N,y,Rd} = 192.58$ [kNm]

Momento resistente ridotto z-z: $M_{N,z,Rd} = 67.72$ [kNm]

Momento sollecitante y-y: $M_{y,Ed} = 6.67$ [kNm]

Momento sollecitante z-z: $M_{z,Ed} = 0.00$ [kNm]

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

$$0.035 + 0.000 = 0.035 \leq 1 \quad \text{OK}$$



Membrature inflesse e compresse:

Metodo A (C4.2.4.1.3.3.1 Istr. Appl. NTC)

Sforzo normale di compressione:	$N_{Ed} =$	263.39	[kN]
Momento sollecitante y-y:	$M_{y,Ed} =$	6.67	[kNm]
Momento sollecitante z-z:	$M_{z,Ed} =$	0.00	[kNm]
Modulo resistente Elastico y-y:	$W_y =$	569.6	[cm ³]
Modulo resistente Elastico z-z:	$W_z =$	200.3	[cm ³]
Minimo fattore χ intorno agli assi principali:	$\chi_{min} =$	0.30	
Carico critico euleriano asse y-y:	$N_{cr,y} =$	3277.57	[kN]
Carico critico euleriano asse z-z:	$N_{cr,z} =$	1155.19	[kN]
Coeff. amplificativo per ottenere in $M_{y,eq,Ed}$:	$\beta_y =$	0.86	
Coeff. amplificativo per ottenere in $M_{z,eq,Ed}$:	$\beta_z =$	0.86	
Momento equivalente asse y-y:	$M_{y,eq,Ed} =$	5.74	[kN]
Momento equivalente asse z-z:	$M_{z,eq,Ed} =$	0.00	[kN]

Verifiche di stabilità a pressoflessione:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$$

$$0.334 + 0.047 + 0.000 = 0.38 \leq 1 \quad \text{OK}$$



5.8.2.1.3 Verifiche di stabilità globale

Si riporta in forma grafica la verifica di stabilità relativo alla condizione più gravosa [A2-M2] con indicato il coefficiente di sicurezza che risulta pari a 1.53

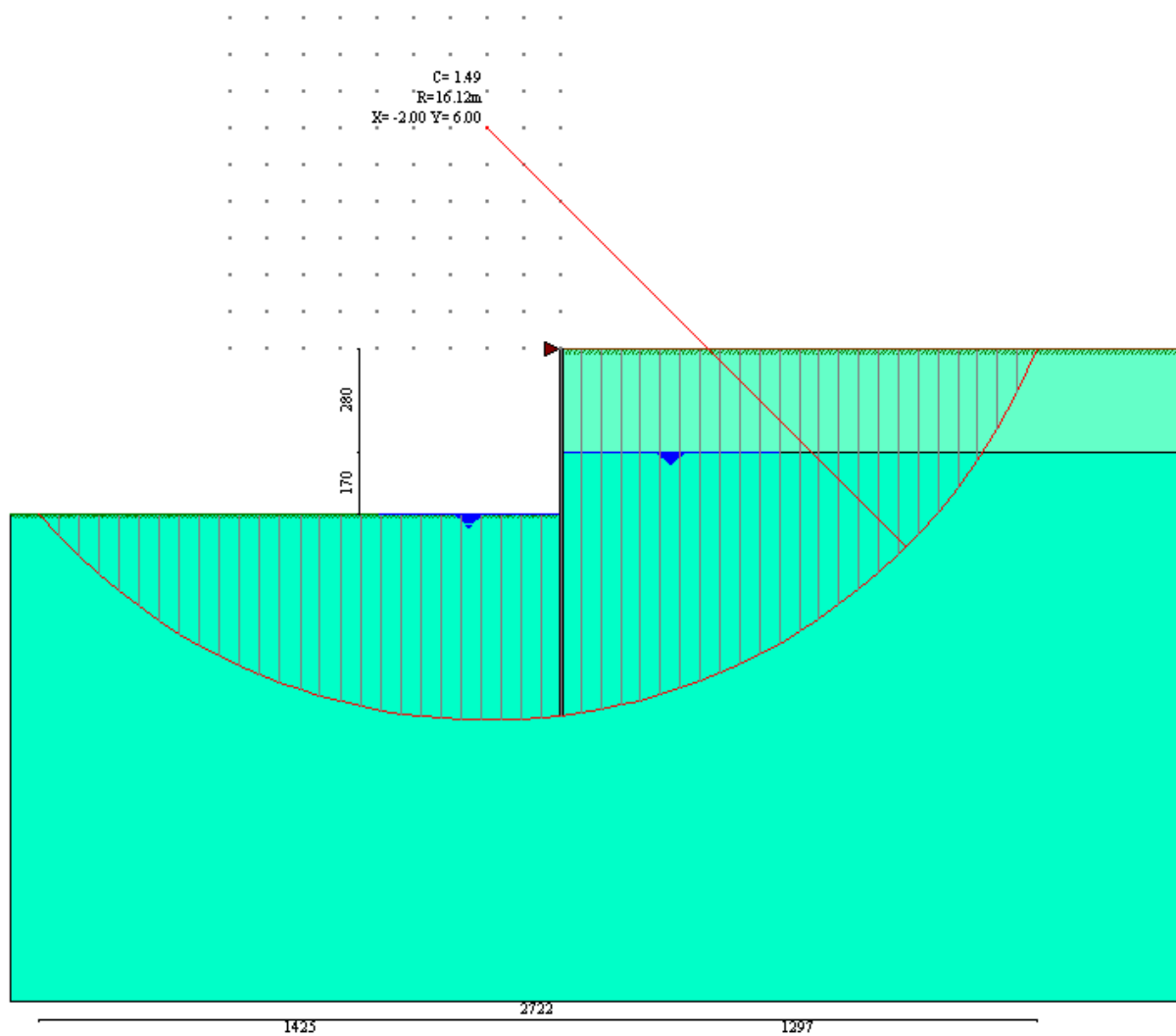


Figura 5-23: Superficie di scorrimento nella condizione più gravosa combinazione SLU con Sisma

5.8.2.1.4 Spostamenti massimi

Si riportano di seguito, in forma grafica, l'output del programma relativo agli spostamenti massimi in fase di esercizio.

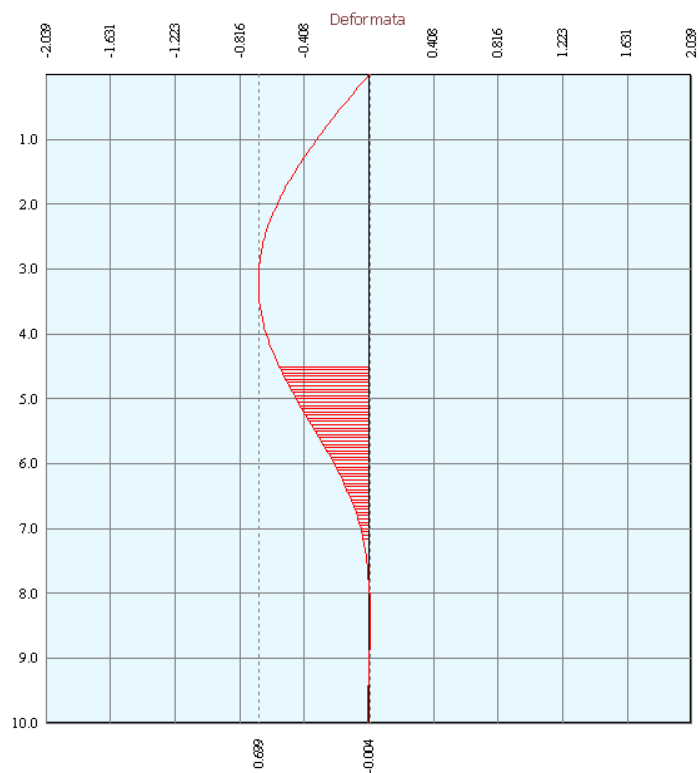


Figura 5-24: Diagramma dello spostamento della paratia condizione SLE Rara con Sisma

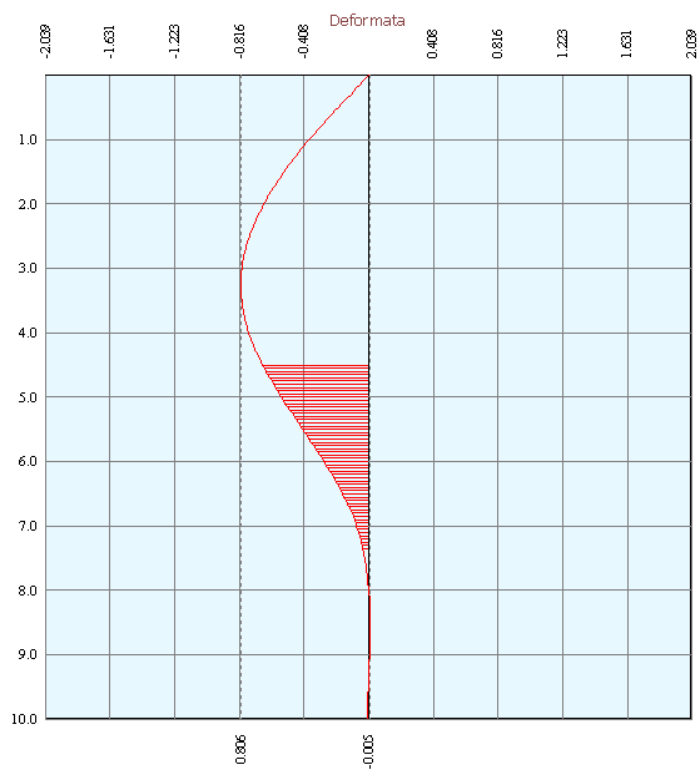


Figura 5-25: Diagramma dello spostamento della paratia condizione SLE Rara con Sisma

Gli spostamenti in sommità del diaframma risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.



6 VASCA DI ADDUZIONE. SCATOLARE

6.1 PREMESSA

Si riportano i calcoli di verifica relativi alla sezione trasversale dello scatolare. I tabulati sono riportati in Allegato 5.

Si tratta di un manufatto realizzato in conglomerato cementizio armato gettato in opera, con entrambe le pareti a contatto con il terreno. Il getto della parete di monte viene eseguito contro le palancole che sostengono lo scavo eseguito nell'argine, pertanto lo spessore delle pareti risentirà dell'andamento a greca delle palancole stesse.

Le principali caratteristiche geometriche sono le seguenti:

Lunghezza complessiva $\cong 12\text{m}$ di cui :

Lunghezza canna doppia $\cong 4.60\text{m}$

Lunghezza canna singola $\cong 6.90\text{m}$

Luce netta interna: $L = 5.40\text{m}$

Altezza netta interna: $H = 5.60\text{m}$

Spessore pareti contro terra: 0.50m

Spessore soletta superiore: $S_s = 0.50\text{ m}$

Spessore soletta inferiore: $S_i = 0.50\text{ m}$

Quota soletta inferiore: 32.85m

Quota massima falda: 36.20m

Quota piano di campagna: 39.20m



6.2 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adottano criteri probabilistici, effettuando il dimensionamento e le verifiche attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = F_k \times \gamma_F$$

Dove γ_M e γ_F sono i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente per i materiali e per le azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la disuguaglianza (p.to 6.2.3.1 del D.M. 14 gennaio 2008):

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$



Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

6.5 METODI DI ANALISI

L'analisi strutturale (p.to 4.1.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008), volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che di esercizio, è effettuata adottando il metodo dell'analisi elastica lineare. In particolare, per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidità valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità del calcestruzzo.

6.6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

6.6.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il p.to 4.1.2.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.



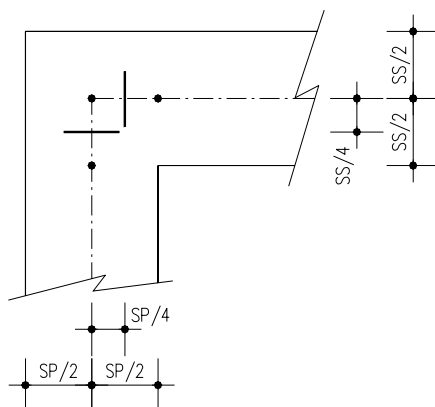
Il valore di resistenza di calcolo del calcestruzzo è ridotto di un coefficiente α_{cc} pari a 0.85 che considera l'influenza degli effetti viscosi del calcestruzzo per le resistenze di lunga durata.

6.6.2 Verifiche a flessione

Per le verifiche di resistenza a flessione, si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.2 del DM 14/01/2008.

Nelle solette, le verifiche di resistenza vengono eseguite nella sezione di massimo momento in campata e nelle sezioni di incastro ai piedritti (in questo caso le verifiche vanno eseguite nelle sezioni ad $\frac{1}{4}$ dello spessore del nodo, a metà distanza tra l'asse ed il filo del piedritto) trascurando l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

Analogo procedimento si utilizza per le verifiche alle estremità dei piedritti, considerando per le verifiche le sollecitazioni flettenti e le azioni assiali concomitanti nella stessa combinazione. Salvo inversioni del segno del momento flettente, per i piedritti non è necessario eseguire verifiche a flessione in sezioni intermedie.



VERIFICHE A FLESSIONE

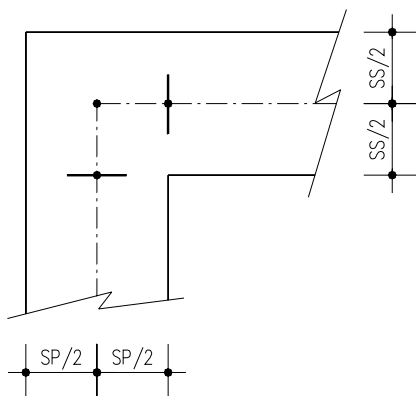
6.6.3 Verifiche a taglio

Per le verifiche di resistenza a taglio si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.3 del D.M. 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza delle solette vengono eseguite nelle sezioni di incastro, valutando la sollecitazione tagliante in corrispondenza del filo interno dei piedritti e trascurando l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

Le verifiche di resistenza a taglio dei piedritti vengono eseguite nelle sezioni di incastro, valutando la sollecitazione tagliante in corrispondenza del filo interno delle solette e considerando le azioni assiali concomitanti alla combinazione di massimo taglio.

Nel caso sia richiesta armatura a taglio, si dovranno disporre staffe verticali e si eseguirà il calcolo considerando, a favore di sicurezza, il puntone in calcestruzzo inclinato di 45° . Le staffe andranno disposte su tutta la lunghezza ove le azioni sollecitanti superano quelle resistenti della sezione priva di un'apposita armatura a taglio.



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

6.7 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

6.7.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Le tensioni massime del calcestruzzo e delle barre d'armatura in condizioni di esercizio devono risultare inferiori ai valori massimi consentiti.

- Calcestruzzo:

$$\sigma_c < 0.6 \times f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

- Acciaio:

$$\sigma_c < 0.8 \times f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica.}$$

Il calcolo delle sollecitazioni può essere svolto adottando un coefficiente di omogeneizzazione, che tiene in considerazione gli effetti dovuti alla viscosità dei materiali, pari ad $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 15$.

6.7.2 Verifica di fessurazione

In conformità con quanto riportato al p.to 4.1.2.2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;



- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

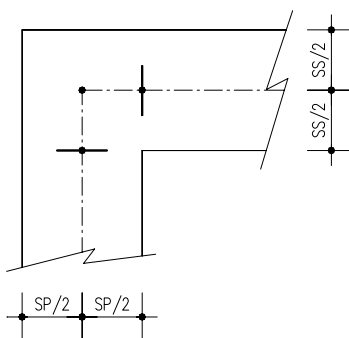
Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le sollecitazioni di verifica presso i nodi strutturali, vengono valutate nelle sezioni in corrispondenza del filo dei nodi strutturali, come per le verifiche a taglio.



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato con riferimento alle Classi di esposizione nella tabella di seguito riportata:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le fondazioni si trovano in condizioni ambientali ordinarie, le elevazioni in condizioni aggressive.



Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Alle armature sensibili appartengono gli acciai da precompressione mentre alle armature poco sensibili gli acciai ordinari.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap.	$\leq w_3$
		Quasi	ap. fessure	$\leq w_2$	ap.	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap.	$\leq w_2$
		Quasi	Decompressione	-	ap.	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	Formazione	-	ap.	$\leq w_1$
		Quasi	decompressione	-	ap.	$\leq w_1$

La soletta superiore e i piedritti ricadono nel gruppo di esigenze b, mentre la soletta inferiore nel gruppo di esigenze a, tuttavia in quanto non ispezionabile, anche per la soletta di fondazione si adotteranno i limiti previsti per il gruppo di esigenze b.

Verifica allo stato limite di fessurazione

- *Stato limite di decompressione.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione o al più uguale a 0;
- *Stato limite di formazione delle fessure.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale della fibra più sollecitata, calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, è minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, con $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$ per calcestruzzo di classe inferiore al C50/60.
- *Stato limite di apertura delle fessure.* Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 . Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media della barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. In particolare è possibile adottare il criterio esposto al p.to C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 equivalente alla procedura del D.M. 9 gennaio 1996.



Nel caso in cui, invece, le verifiche siano condotte secondo quanto indicato dall'Eurocodice 2-1, le espressioni proposte non possono essere applicate nell'ambito delle NTC, in quanto la valutazione dell'apertura delle fessure secondo EC2-1 prevede il calcolo dell'interasse massimo e non di quello medio. In tal caso il valore di calcolo dell'ampiezza è assunto pari al valore massimo (p.to C4.1.2.2.4.6 Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico permanente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (tabella C4.1.III Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

6.7.3 Stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alla velocità di progetto della strada.



6.8 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle N.T.C., i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle N.T.C. e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) si intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del sisma, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5 delle N.T.C..

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del sisma subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2. delle N.T.C., assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte e rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1 delle N.T.C.), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo. Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la III.



Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c , S , dove:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S , coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per la massima accelerazione attesa. La richiesta di comportamento elastico della struttura è tradotta nell'adozione di un coefficiente di struttura q unitario.

Lo scatolare non ammette spostamenti significativi rispetto al terreno tali da ammettere l'attivazione di meccanismi di spinta attiva; le spinte delle terre sono pertanto calcolate in regime di spinta a riposo secondo la formula di Wood (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.9):

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H_{\text{tot}}^2$$

La spinta si considera uniformemente distribuito su H_{tot} .

Le forze inerziali, dovute alla massa m degli elementi strutturali, non strutturali e dei sovraccarichi accidentali sono valutate come:

$$F_I = m \cdot S \cdot a_g / g$$

L'azione sismica è quindi rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo. Per la determinazione di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi accidentali.



6.9 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri geotecnici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:

- da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$
- da quota fondo scavo in poi : $\phi=30^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Dalle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, riportate negli appositi elaborati, si determinano i seguenti parametri:

- Φ'_k ;
- γ_m ;
- γ' ;
- Costante di sottofondo k_s ;
- Categoria sismica di sottosuolo;
- Posizione della falda.

6.10 SCHEMA STATICO

Il calcolo viene condotto per una striscia di larghezza unitaria, facendo ricorso, tramite l'impiego del programma ENG, a quattro modelli agli elementi finiti. In particolare:

- un primo modello viene implementato per le verifiche SLU e SLE di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);
- un secondo modello viene implementato per le verifiche SLV di tipo strutturale (STRU) in condizioni sismiche utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);
- un terzo modello viene implementato per le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) utilizzando l'approccio 2 della combinazione 2 (A2+M2+R2);
- un secondo modello viene implementato per le verifiche SLV di tipo geotecnico (GEO) in condizioni sismiche utilizzando l'approccio 2 della combinazione 1 (A2+M2+R2).

La sezione trasversale viene schematizzata con una serie di elementi finiti tipo "beam".

Come mostrano le figure riportate in seguito, l'unica sezione dello scatolare schematizzata è quella a singola canna.

Il manufatto è posto all'interno di uno scavo sostenuto da palancole e la parete di monte è gettata contro di esse, pertanto tali pareti non sarebbero sede di spinta del terreno (assorbita appunto dalle palancole).

Poiché tuttavia la trave di correa e la puntellatura, presenti nelle fasi provvisoriale, verranno eliminate, si farà astrazione dalla presenza della parte di palancola posta in adiacenza alla parete, pertanto tale parete viene



considerata soggetta alla spinta del terreno. Verrà invece messa in conto la presenza della palancola nella sua parte al di sotto la soletta di fondazione.

Ai fini della valutazione della interazione terreno-struttura, il terreno sottostante il fondo della struttura di fondazione ed adiacente alla palancola viene schematizzato con una serie di molle (elementi "boundary" estensionali) di opportuna rigidezza, secondo la teoria di Winkler. Tramite questa schematizzazione del terreno di fondazione con "boundary", si possono valutare sia le caratteristiche di sollecitazione all'interno della soletta di fondazione, sia la reazione del terreno.

Viste le caratteristiche del terreno, il coefficiente k di Winkler si assume col seguente valore: $k = 2.00 \text{ kg/cm}^3$

Si riporta di seguito lo schema del modello implementato.

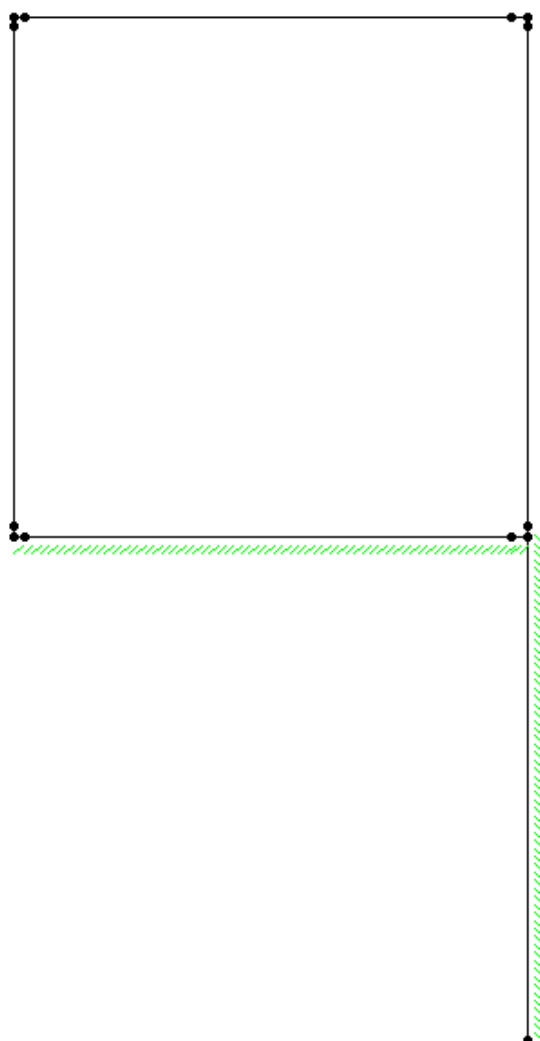


Figura 6-1: Modello implementato agli elementi finiti

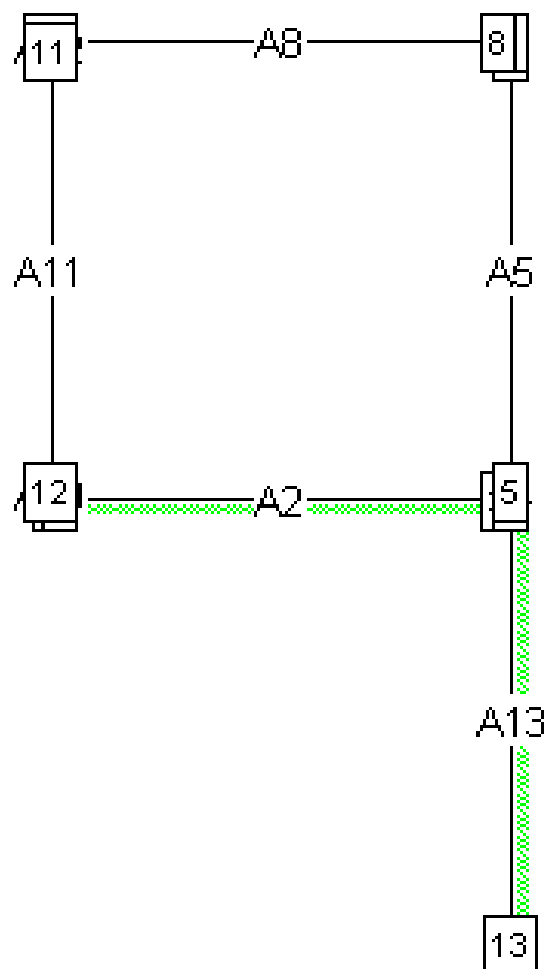


Figura 6-2: Modello implementato agli elementi finiti con riportati il numero dei nodi e delle aste



6.11 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 2.5 \text{ t/m}^3$

Peso proprio strutture

- soletta superiore $S_s \times \gamma_{c.a.}$
- piedritti $S_p \times \gamma_{c.a.}$
- soletta inferiore $S_i \times \gamma_{c.a.}$

Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto precedentemente riportato, si assumono i seguenti parametri:

- $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- da quota p.d.c. a fondo scavo: $\lambda_{01} = 1 - \sin\phi$
- da quota fondo scavo in poi: $\lambda_{02} = 1 - \sin\phi$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza eventuale dell'acqua all'interno o all'esterno dello scatolare (anche se, vista la conformazione del manufatto, l'ipotesi di acqua solo interna o solo esterna non è di fatto realizzabile), nonché un considerevole carico accidentale sulla soletta superiore ed anche sull'argine.

Si considera pertanto:

- Mezzi d'opera sulla soletta superiore = 2.00 t/m^2
- Accidentale sul terreno: 0.50 t/m^2

Azione sismica per SLV

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh}$$

$$F_v = P \times a_{gv}$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo;



Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H_{tot} .

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H_{tot}$$

dove $S = (S_s \cdot S_t)$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali si devono considerare anche le azioni dovute all'inerzia degli elementi, in particolare si ha che:

Piedritti: $\Delta p_{p,h} = \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gh}$

Soletta: $\Delta p_{s,h} = (\gamma_{c.a.} \times S_s) \times a_{gh}$

Le azioni verticali, poiché il manufatto si trova in 4° categoria non vengono considerate.



6.12 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1".

- combinazione 1 $\rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow STR$
- combinazione 2 $\rightarrow (A2+M2+R2) \rightarrow GEO$ (carico limite)

Le combinazioni di carico di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Le verifiche di tipo GEO ed EQU devono essere effettuate considerando inoltre i coefficienti di sicurezza sui materiali riportati in tabella 6.2.II delle N.T.C. e i coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze riportati in tabella 6.4.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$.



Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione rara:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

6.12.1 Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE)

Come detto nel paragrafo 6.10 un primo modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLU e SLE di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza SLU e SLE.

Carichi Permanenti

Si considerano i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$

da quota fondo scavo in poi : $\phi=30^\circ$

Dividendo i valori caratteristici dei parametri del terreno per il coefficiente parziale γ_m si ha che:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi'=33^\circ$ $\lambda_{01}=1-\sin\phi=0.45$ $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

da quota fondo scavo in poi : $\phi'=30^\circ$ $\lambda_{01}=1-\sin\phi=0.5$ $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

Soletta Superiore

$$\text{Peso proprio} = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$$

Pareti contro terra

$$\text{Peso proprio parete dx} = 0.69 \cdot 2.500 = 1.725 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Peso proprio parete sx} = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Spinta del terreno in testa: } p_t = 1.9 \cdot 0.25 \cdot 0.45 = 0.213 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = 1.9 \cdot 6.35 \cdot 0.45 = 5.43 \text{ t/m}^2$$

In presenza della falda (a -3m dal p.d.c.), si avrà :

$$\text{Spinta del terreno a -3m: } p_m = 1.9 \cdot 3 \cdot 0.45 = 2.565 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta dell'acqua al piede: } p_{wp} = 1.0 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = p_m + (0.9 \cdot 3.35 \cdot 0.45) = 3.921 \text{ t/m}^2$$

Palancola



Spinta del terreno in testa: $p_t = 0.9 \cdot 6.35 \cdot 0.5 = 2.857 \text{ t/m}^2$

Spinta del terreno al piede: $p_p = 0.9 \cdot 12.0 \cdot 0.5 = 5.4 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Peso proprio = $0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza eventuale dell'acqua all'interno o all'esterno dello scatolare (anche se, vista la conformazione del manufatto, l'ipotesi di acqua solo interna o solo esterna non è di fatto realizzabile), nonché un considerevole carico accidentale sulla soletta superiore ed anche sull'argine.

Soletta Superiore

Mezzi d'opera = 2.000 t/m^2

Pareti contro terra

Accidentale sul terreno: $0.50 \cdot 0.45 = 0.225 \text{ t/m}^2$

Palancola

Accidentale sul terreno: $0.50 \cdot 0.5 = 0.250 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Acqua = $1.00 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

6.12.1.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIO

Condizione di carico c.2) = SPINTA DELLA TERRA IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA ENTRO LO SCATOLARE

Condizione di carico c.5) = ACQUA ESTERNA ALLO SCATOLARE

Condizione di carico c.6) = ACCIDENTALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Condizione di carico c.7) = ACCIDENTALI SUL TERRENO

Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:



eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | SLE Rare | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb. (16)	PESO PROPRI O	TERRA IN FA LDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU S OLETTA SUP.	ACCID. SU TE RRENO
1	1.3	1.3	0	0	1.3	0	0
2	1	1	0	0	1	0	0
3	1.3	1.3	0	0	1.3	1.5	0
4	1	1	0	0	1	1.5	0
5	1.3	1.3	0	0	1.3	1.5	1.5
6	1	1	0	0	1	1.5	1.5
7	1.3	1.3	0	0	1.3	0	1.5
8	1	1	0	0	1	0	1.5
9	1.3	0	1.3	1.3	0	0	0
10	1	0	1	1	0	0	0
11	1.3	0	1.3	1.3	0	1.5	0
12	1	0	1	1	0	1.5	0
13	1.3	0	1.3	1.3	0	1.5	1.5
14	1	0	1	1	0	1.5	1.5
15	1.3	0	1.3	1.3	0	0	1.5
16	1	0	1	1	0	0	1.5

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 6-3: combinazione SLU

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | SLE Rare | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	PESO PROPRI O	TERRA IN FA LDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU S OLETTA SUP.	ACCID. SU TE RRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	1	0	0	1	1	0
3	1	1	0	0	1	1	1
4	1	1	0	0	1	0	1
5	1	0	1	1	0	0	0
6	1	0	1	1	0	1	0
7	1	0	1	1	0	1	1
8	1	0	1	1	0	0	1

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 6-4: combinazione SLE Rare



comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SU TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	1	0	0	1	0.75	0
3	1	1	0	0	1	0.75	0.75
4	1	1	0	0	1	0	0.75
5	1	0	1	1	0	0	0
6	1	0	1	1	0	0.75	0
7	1	0	1	1	0	0.75	0.75
8	1	0	1	1	0	0	0.75

Figura 6-5: combinazione SLE Frequenti

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SU TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	0	1	1	0	0	0

Figura 6-6: combinazione SLE Quasi permanenti

6.12.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 5.1 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo), di seguito invece si riportano gli andamenti dei momenti flettenti relativi alle condizioni elementari di carico esaminate e l'involuppo dei massimi e minimi momenti e delle tensioni sul terreno delle varie combinazioni indicate.

Per brevità non verranno riportati i grafici relativi alle combinazioni SLE quasi permanenti e SLE frequenti; le verifiche comunque saranno effettuate per tutte le combinazioni di carico sia allo SLU che allo SLE.

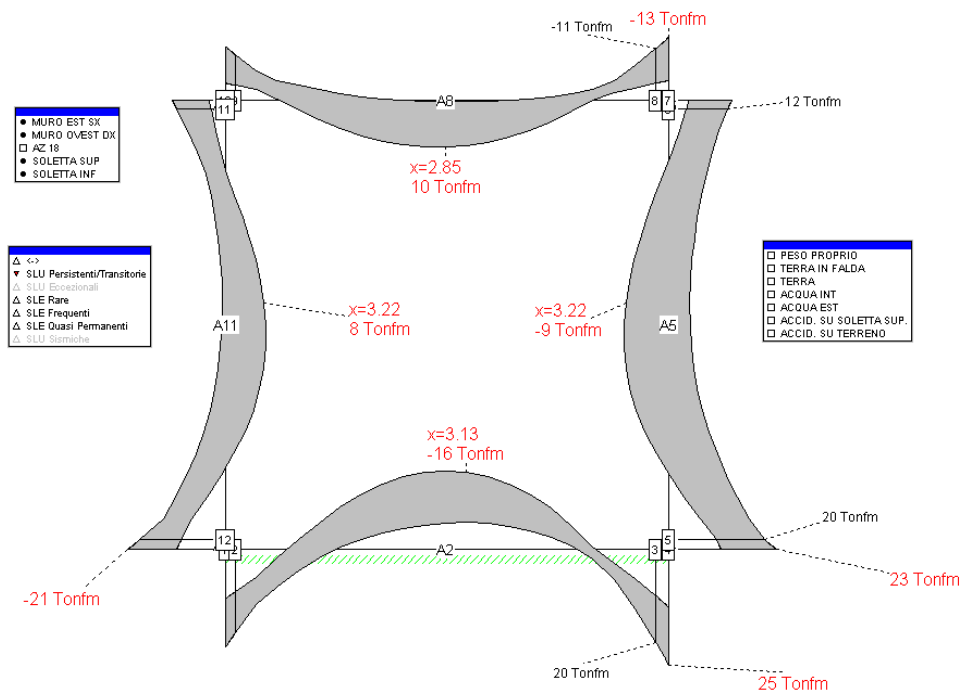


Figura 6-7: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLU

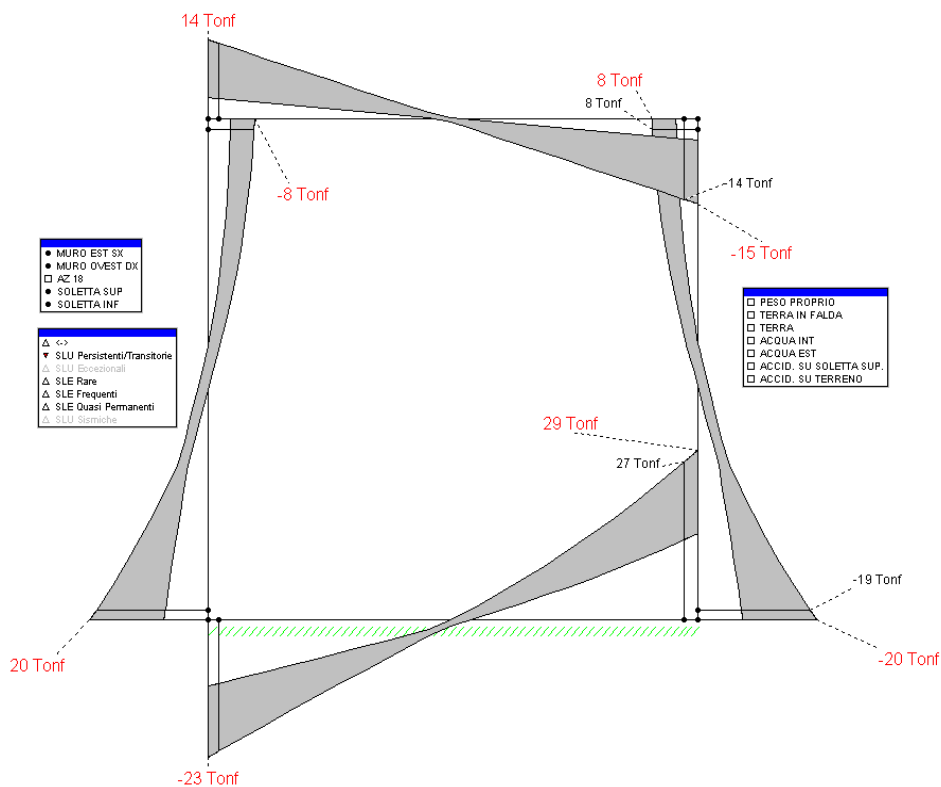


Figura 6-8: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglienti per la combinazione di carico SLU

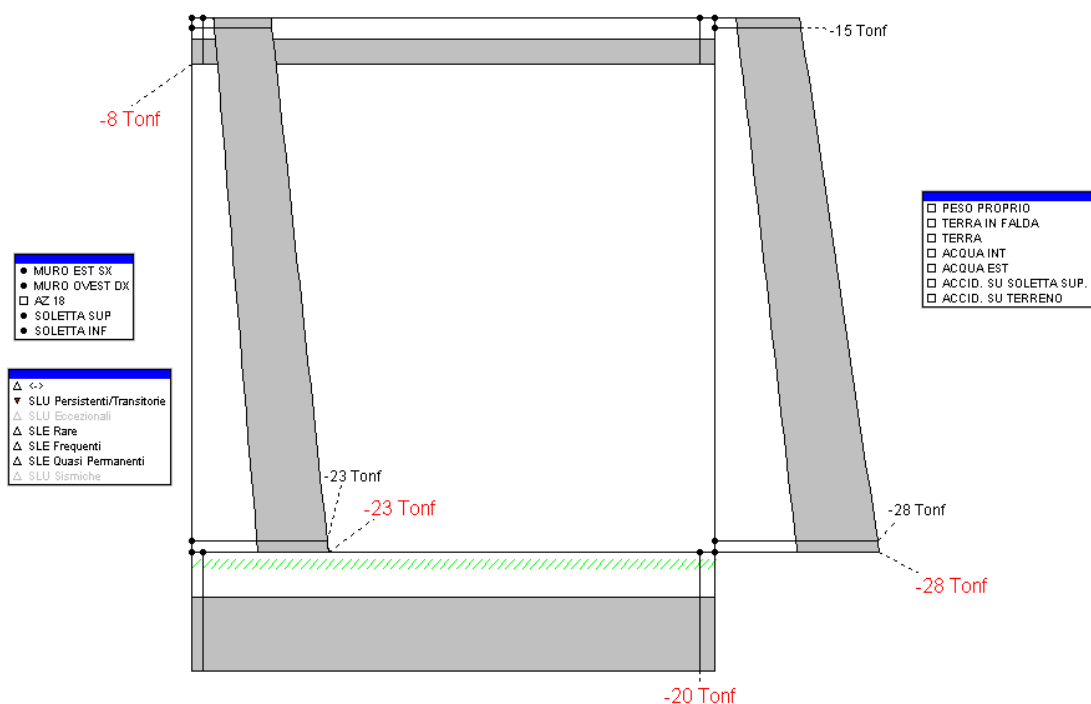


Figura 6-9: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLU

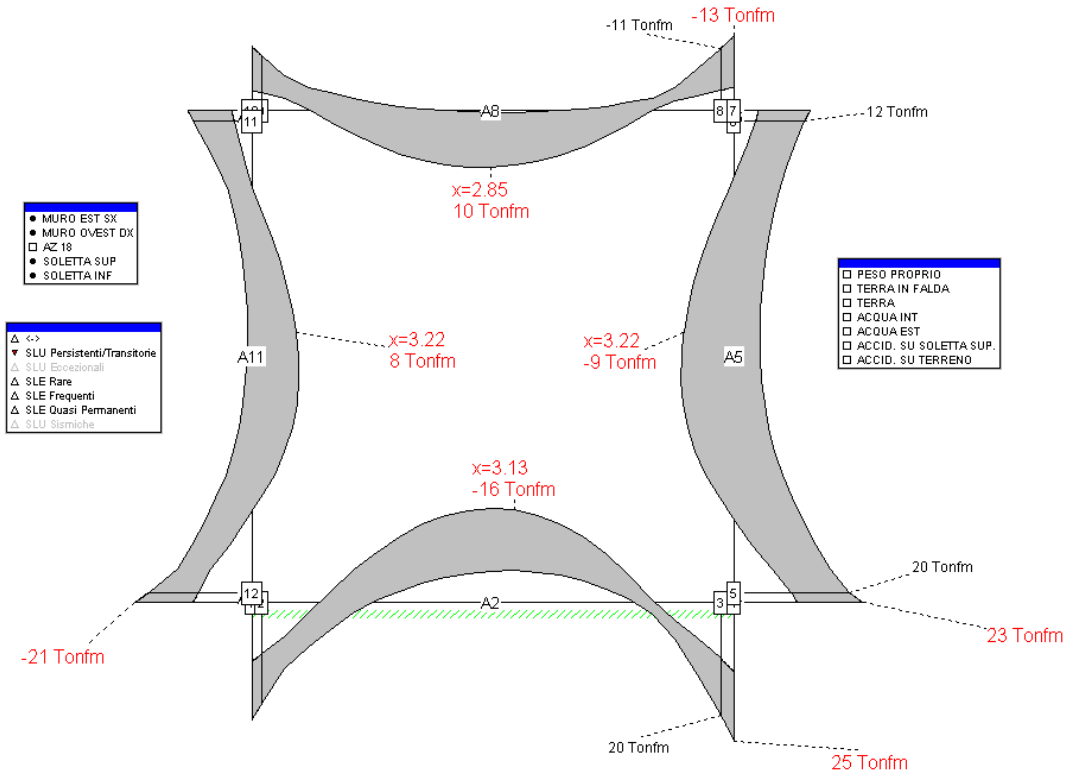


Figura 6-10: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLE Rara



6.12.2 Combinazione 1 (verifiche STRU – SLV)

Un secondo modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLV di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in presenza dell'evento sismico.

Carichi Permanenti

Rimane valido quanto riportato per le verifiche STRU SLU

Carichi Accidentali

Nella combinazione SLV non si considerano i carichi accidentali poiché non concomitanti con il sisma.

Azione sismica

- Incremento dinamico spinta del terreno in assenza di falda:

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma_t \cdot h_{tot}$$

$$\Delta p_d = (1.80 \cdot 1.00) \cdot 0.113 \cdot 1.90 \cdot 6.35 = 2.454 \text{ t/m}$$

- Incremento dinamico spinta del terreno in falda:

$$\Delta p_{dfalda} = S \cdot a_g / g \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot h_{tot}$$

$$\Delta p_{dfalda} = (1.80 \cdot 1.00) \cdot 0.113 \cdot (1.90 - 1.00) \cdot 6.35 = 1.162 \text{ t/m}$$

- Sovrapressione idrodinamica acqua:

$$\Delta p_{dw} = 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_{falda}$$

$$\Delta p_{dw} = 7/12 \cdot 0.203 \cdot 1.0 \cdot 3.35 = 0.397 \text{ t/m}$$

- Spinte inerziali:

$$f_i = s \cdot \gamma_{cls} \cdot K_h$$

$$\text{soletta superiore: } f_{iss} = 0.50 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

$$\text{parete sinistra: } f_{iss} = 0.50 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

$$\text{parete destra: } f_{iss} = 0.69 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

6.12.2.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRI

Condizione di carico c.2) = SPINTA DELLA TERRA IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA ENTRO LO SCATOLARE

Condizione di carico c.5) = ACQUA ESTERNA ALLO SCATOLARE

Condizione di carico c.6) = ACCIDENTALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Condizione di carico c.7) = ACCIDENTALI SUL TERRENO



Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

eng Combinazioni di carico - Stati Limite									
SLU Sismiche									
comb.	PESO PROP RIO	TERRA IN FA LDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	INCREM. SPI NTA SISM. T ERR. NON F ALDA	INCREM. SPI NTA SISM. T ERR. CON F ALDA	SOVRASPIN TA IDRODIN AMICA CON SISMA	SPINTE INER ZIALI
1	1	1	0	0	1	0	1	1	1
2	1	1	0	0	1	0	1	1	-1
3	1	0	1	1	0	1	0	0	1
4	1	0	1	1	0	1	0	0	-1

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 6-11: combinazione SLV

6.12.2.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 5.2 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo), di seguito invece si riportano gli andamenti dei momenti flettenti relativi alle condizioni elementari di carico esaminate e l'involuppo dei massimi e minimi momenti e delle tensioni sul terreno delle varie combinazioni indicate.

Per brevità non verranno riportati i grafici relativi alle combinazioni SLE quasi permanenti e SLE frequenti; le verifiche comunque saranno effettuate per tutte le combinazioni di carico sia SLU CHE SLE.

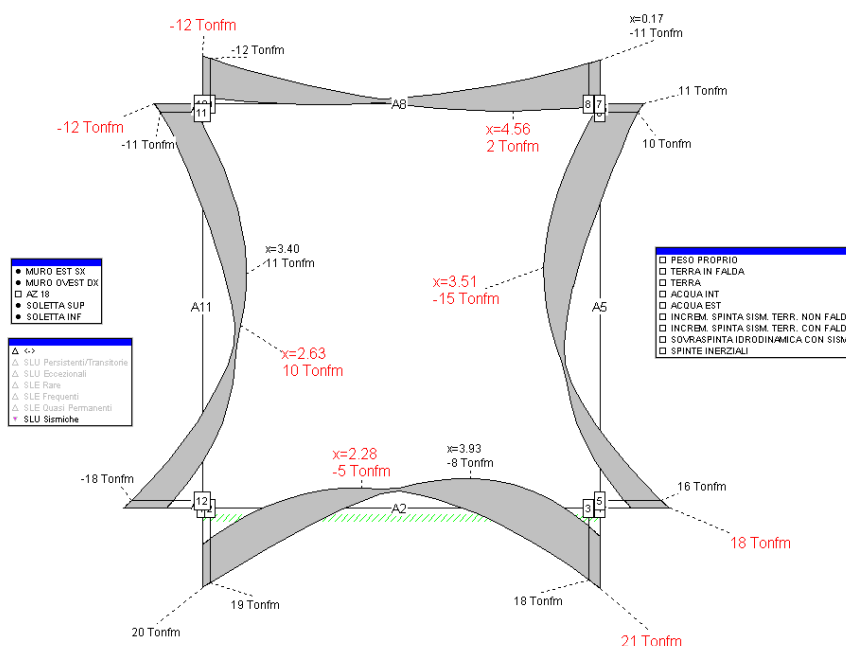


Figura 6-12: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLV

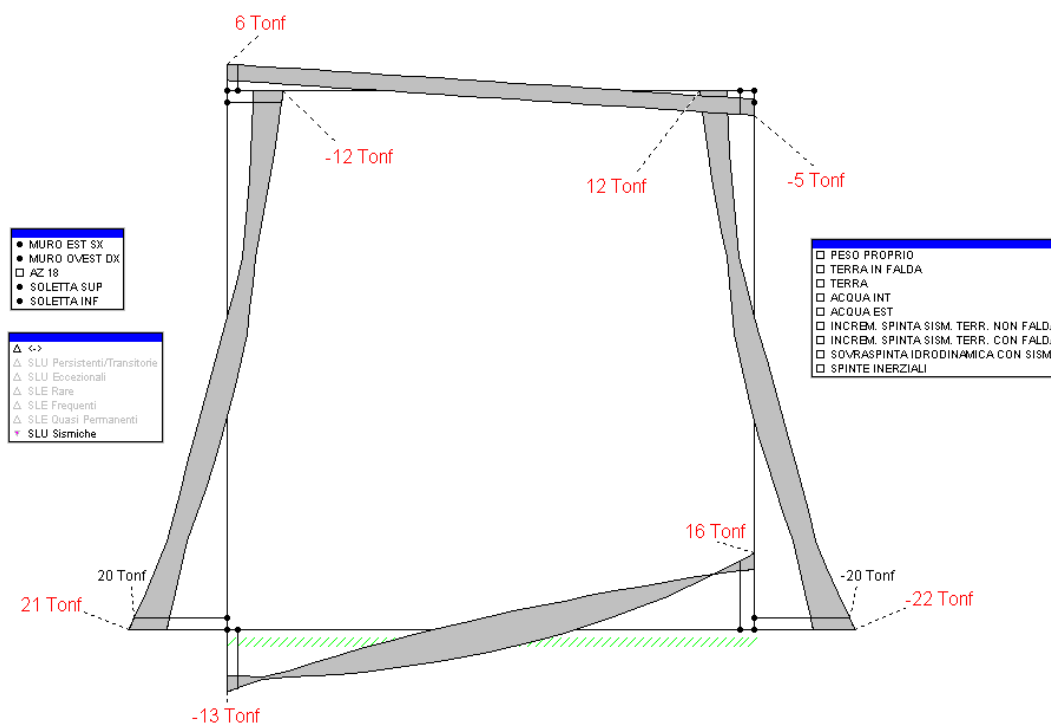


Figura 6-13: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLV

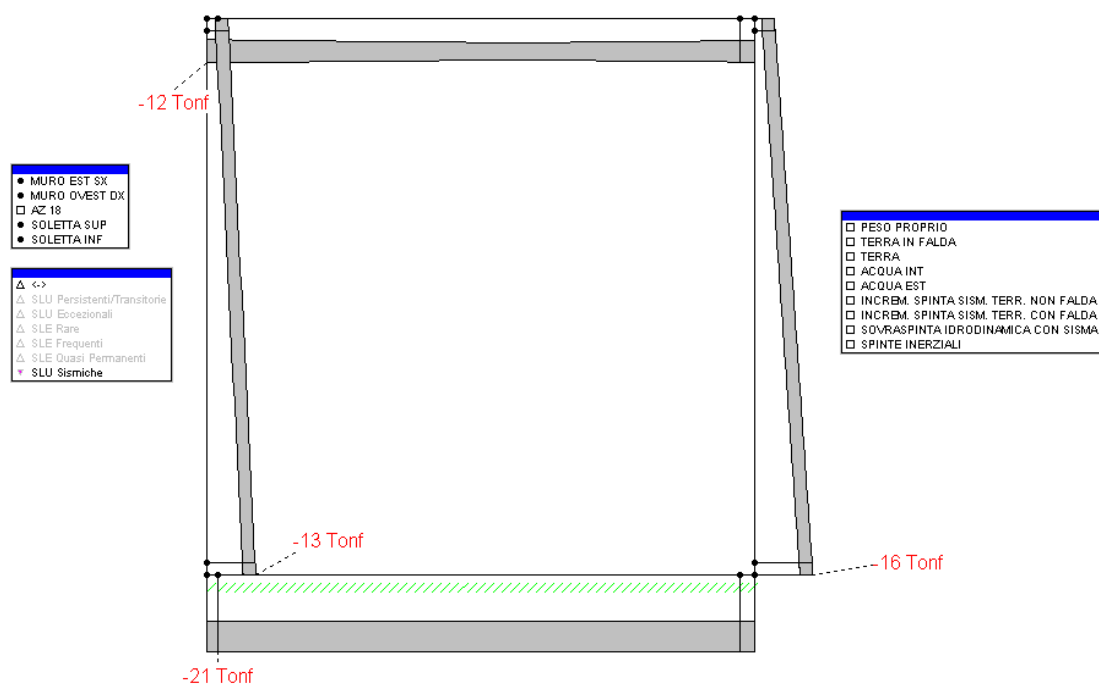


Figura 6-14: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLV



6.12.3 Combinazione 2 (verifiche GEO – SLU e SLE)

Un terzo modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLU e SLE di tipo geotecnico (GEO) utilizzando l'approccio 2 della combinazione 2 (A2+M2+R2);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche.

Carichi Permanenti

Si considerano i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$

da quota fondo scavo in poi : $\phi=30^\circ$

Dividendo i valori caratteristici dei parametri del terreno per il coefficiente parziale γ_M si ha che:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi'=27.45^\circ$ $\lambda_{01}=1-\sin\phi=0.539$ $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

da quota fondo scavo in poi : $\phi'=24.79^\circ$ $\lambda_{02}=1-\sin\phi=0.581$ $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

Soletta Superiore

$$\text{Peso proprio} = 0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$$

Pareti contro terra

$$\text{Peso proprio parete dx} = 0.69 * 2.500 = 1.725 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Peso proprio parete sx} = 0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Spinta del terreno in testa: } p_t = 1.9 * 0.25 * 0.539 = 0.256 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = 1.9 * 6.35 * 0.539 = 6.503 \text{ t/m}^2$$

In presenza della falda (a -3m dal p.d.c.), si avrà :

$$\text{Spinta del terreno a -3m: } p_m = 1.9 * 3 * 0.539 = 3.073 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta dell'acqua al piede: } p_{wp} = 1.0 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = p_m + (0.9 * 3.35 * 0.539) = 4.698 \text{ t/m}^2$$

Palancola

$$\text{Spinta del terreno in testa: } p_t = 0.9 * 6.35 * 0.581 = 3.32 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = 0.9 * 12.0 * 0.581 = 6.27 \text{ t/m}^2$$

Soletta Inferiore

$$\text{Peso proprio} = 0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza eventuale dell'acqua all'interno o all'esterno dello scatolare (anche se, vista la conformazione del manufatto, l'ipotesi di acqua solo interna o solo esterna non è di fatto realizzabile), nonché un considerevole carico accidentale sulla soletta superiore ed anche sull'argine.

Soletta Superiore

$$\text{Mezzi d'opera} = 2.000 \text{ t/m}^2$$

Pareti contro terra

$$\text{Accidentale sul terreno: } 0.50 * 0.539 = 0.269 \text{ t/m}^2$$



Palancola

Accidentale sul terreno: $0.50 \cdot 0.581 = 0.291 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Acqua = $1.00 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

Pareti interne

Pressione acqua al piede = $1.00 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

6.12.3.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIO

Condizione di carico c.2) = SPINTA DELLA TERRA IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA ENTRO LO SCATOLARE

Condizione di carico c.5) = ACQUA ESTERNA ALLO SCATOLARE

Condizione di carico c.6) = ACCIDENTALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Condizione di carico c.7) = ACCIDENTALI SUL TERRENO

Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

Combinazioni di carico - Stati Limite							
SLU Persistenti/Transitorie SLE Rare SLE Frequenti SLE Quasi permanenti							
comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SUL TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	1	0	0	1	1.3	0
3	1	1	0	0	1	1.3	1.3
4	1	1	0	0	1	0	1.3
5	1	0	1	1	0	0	0
6	1	0	1	1	0	1.3	0
7	1	0	1	1	0	1.3	1.3
8	1	0	1	1	0	0	1.3

Figura 6-15: combinazione SLU



eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | SLE Rare | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SU TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	1	0	0	1	1	0
3	1	1	0	0	1	1	1
4	1	1	0	0	1	0	1
5	1	0	1	1	0	0	0
6	1	0	1	1	0	1	0
7	1	0	1	1	0	1	1
8	1	0	1	1	0	0	1

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 6-16: combinazione SLE Rare

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | SLE Rare | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SU TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	1	0	0	1	0.75	0
3	1	1	0	0	1	0.75	0.75
4	1	1	0	0	1	0	0.75
5	1	0	1	1	0	0	0
6	1	0	1	1	0	0.75	0
7	1	0	1	1	0	0.75	0.75
8	1	0	1	1	0	0	0.75

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 6-17: combinazione SLE Frequenti



comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU SOLETTA SUP.	ACCID. SU TERRENO
1	1	1	0	0	1	0	0
2	1	0	1	1	0	0	0

Figura 6-18: combinazione SLE Quasi permanenti

6.12.3.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 5.3 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo).



6.12.3.2.1 PRESSIONI SUL TERRENO

Si riportano di seguito l'involuppo delle pressioni sul terreno per la combinazione tipo GEO considerata.

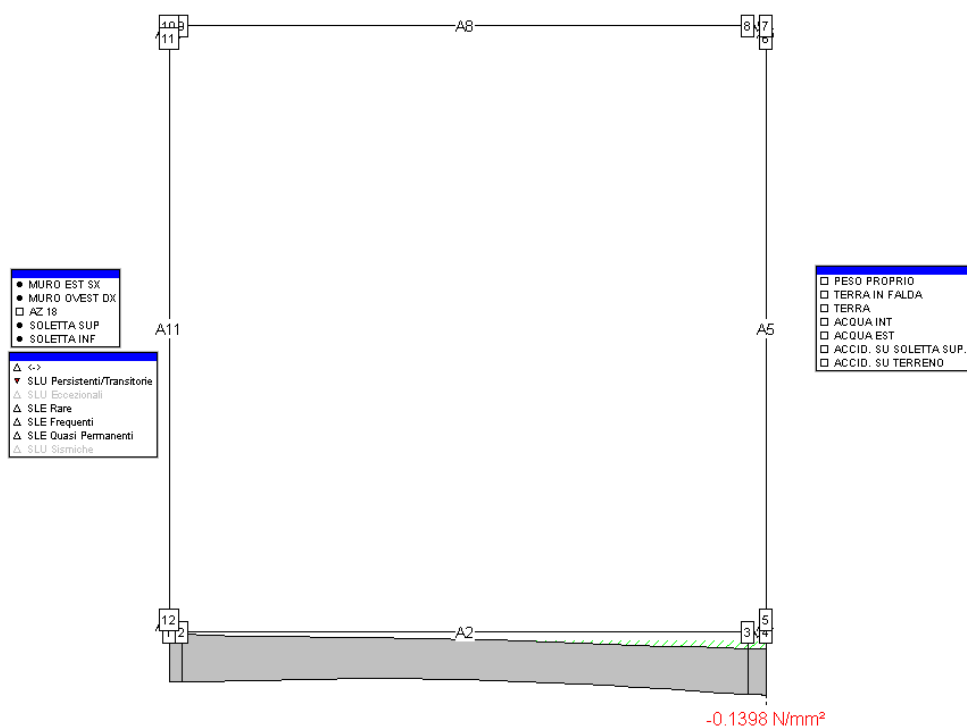


Figura 6-19: diagramma delle pressioni sul terreno per la combinazione di carico SLU

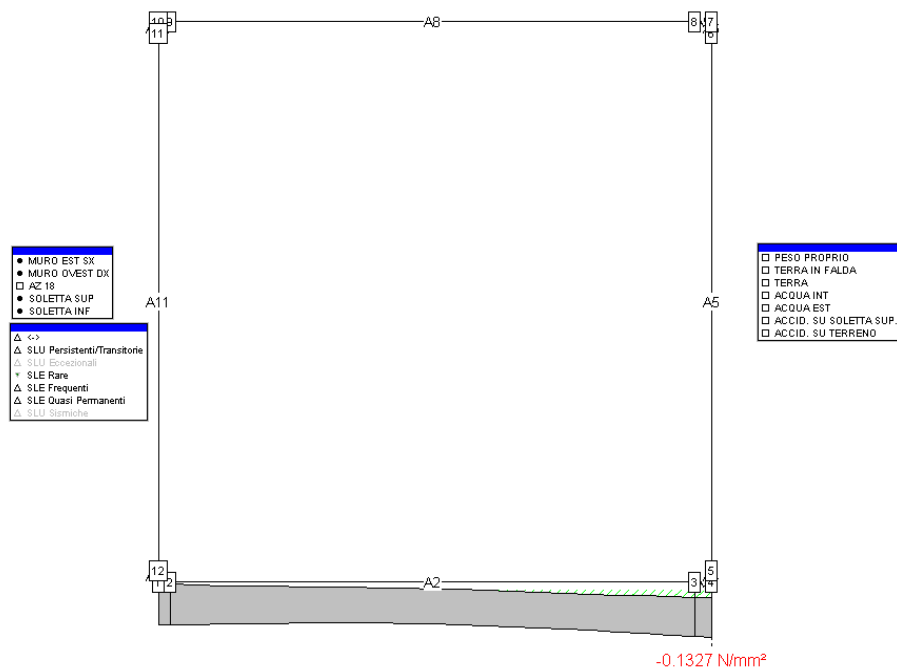


Figura 6-20: diagramma delle pressioni sul terreno per la combinazione di carico SLE Rara

Date le caratteristiche del terreno le pressioni sia per la combinazione SLU che per le combinazioni SLE risultano accettabili.



6.12.4 Combinazione 2 (verifiche GEO – SLV)

Un quarto modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLV di tipo geotecnico (GEO) utilizzando l'approccio 2 della combinazione 2 (A2+M2+R2);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche.

Carichi Permanenti

Rimane valido quanto riportato per le verifiche STRU SLU

Carichi Accidentali

Nella combinazione SLV non si considerano i carichi accidentali poiché non concomitanti con il sisma.

Azione sismica

- Incremento dinamico spinta del terreno in assenza di falda:

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma_t \cdot h_{tot}$$

$$\Delta p_d = (1.80 \cdot 1.00) \cdot 0.113 \cdot 1.90 \cdot 6.35 = 2.454 \text{ t/m}$$

- Incremento dinamico spinta del terreno in falda:

$$\Delta p_{dfalda} = S \cdot a_g / g \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot h_{tot}$$

$$\Delta p_{dfalda} = (1.80 \cdot 1.00) \cdot 0.113 \cdot (1.90 - 1.00) \cdot 6.35 = 1.162 \text{ t/m}$$

- Sovrapressione idrodinamica acqua:

$$\Delta p_{dw} = 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_{falda}$$

$$\Delta p_{dw} = 7/12 \cdot 0.203 \cdot 1.0 \cdot 3.35 = 0.397 \text{ t/m}$$

- Spinte inerziali:

$$f_i = s \cdot \gamma_{cls} \cdot K_h$$

$$\text{soletta superiore: } f_{iss} = 0.50 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

$$\text{parete sinistra: } f_{iss} = 0.50 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

$$\text{parete destra: } f_{iss} = 0.69 \cdot 2.50 \cdot 0.203$$

6.12.4.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIOI

Condizione di carico c.2) = SPINTA DELLA TERRA IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA ENTRO LO SCATOLARE

Condizione di carico c.5) = ACQUA ESTERNA ALLO SCATOLARE

Condizione di carico c.6) = INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRA NON IN FALDA

Condizione di carico c.7) = INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRA CON FALDA

Condizione di carico c.6) = SOVRASPINTA IDRODINAMICA CON SISMA

Condizione di carico c.7) = SPINTE INERZIALI



Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

Combinazioni di carico - Stati Limite									
SLU Sismiche									
comb.	PESO PROP RIO	TERRA IN FA LDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	INCREM. SPI NTA SISM. T ERR. NON F ALDA	INCREM. SPI NTA SISM. T ERR. CON F ALDA	SOVRASPIN TA IDRODIN AMICA CON SISMA	SPINTE INER ZIALI
1	1	1	0	0	1	0	1	1	1
2	1	1	0	0	1	0	1	1	-1
3	1	0	1	1	0	1	0	0	1
4	1	0	1	1	0	1	0	0	-1

Figura 6-21: combinazione SLV

6.12.4.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 5.4 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo).

6.12.4.2.1 PRESSIONI SUL TERRENO

Si riportano di seguito l'involuppo delle pressioni sul terreno per la combinazione tipo GEO considerata.

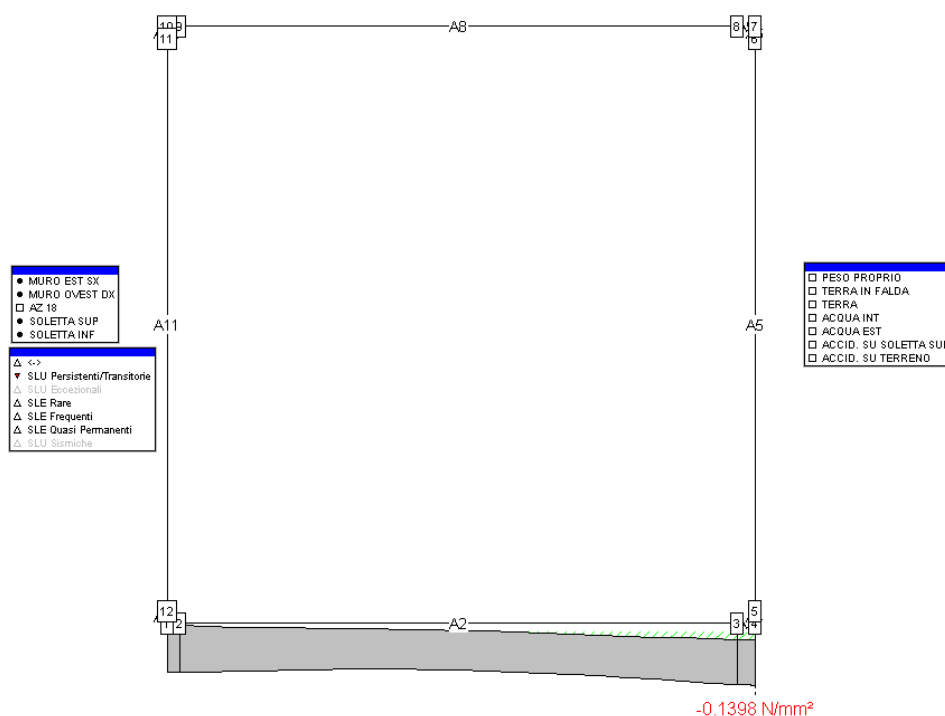


Figura 6-22: diagramma delle pressioni sul terreno per la combinazione di carico SLU

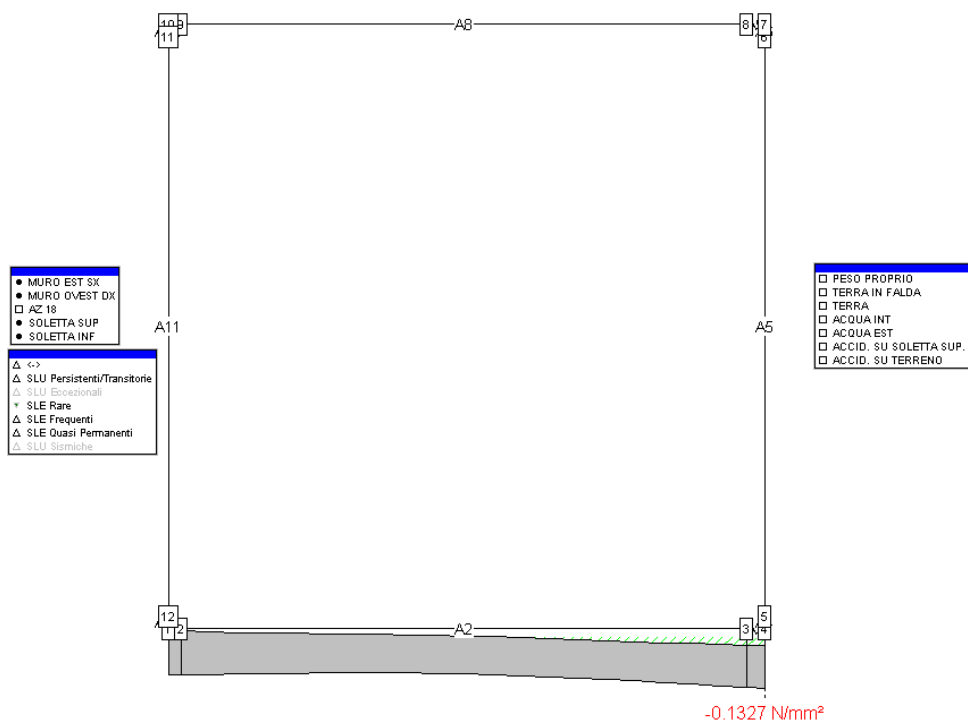


Figura 6-23: diagramma delle pressioni sul terreno per la combinazione di carico SLE Rara

Date le caratteristiche del terreno le pressioni sia per la combinazione SLU che per le combinazioni SLE risultano accettabili.



6.12.5.2 Soletta inferiore

Caratteristiche geometriche della sezione nella mezzeria

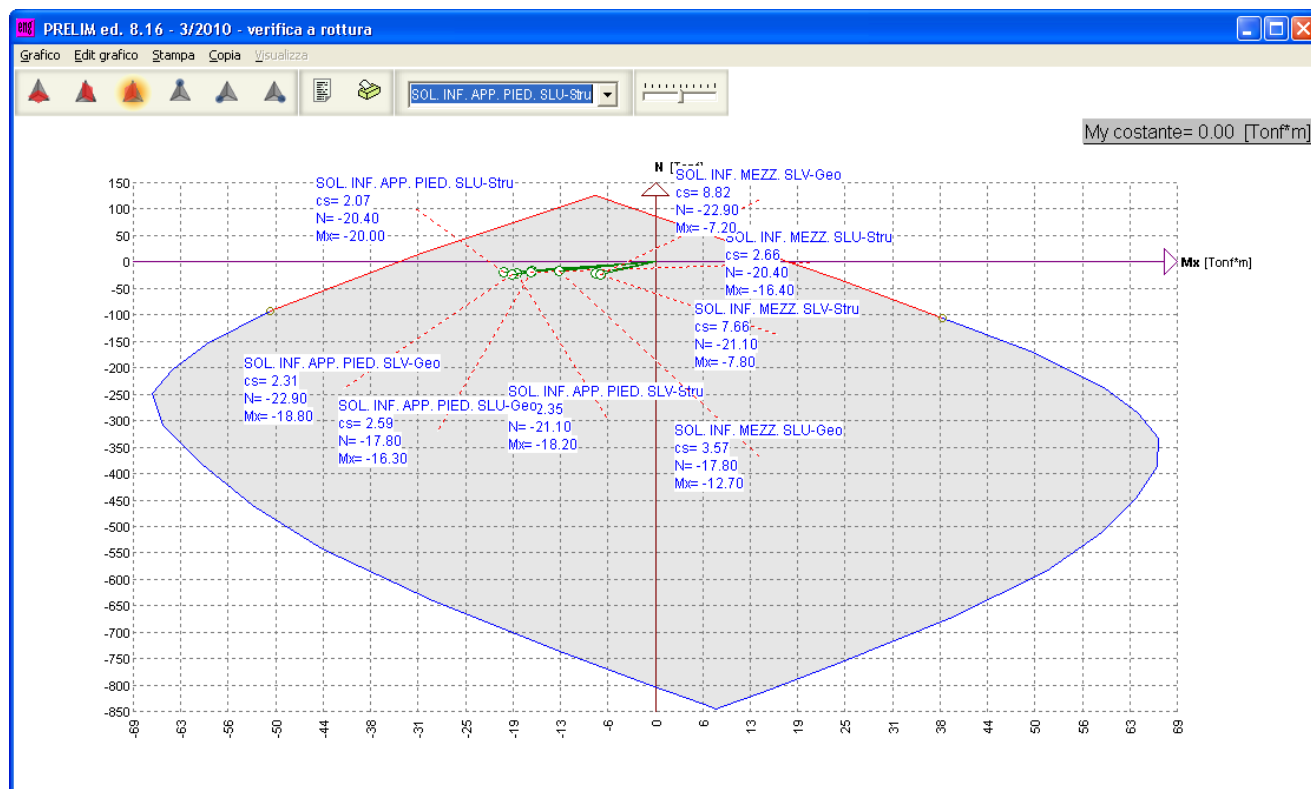
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	$2\Phi 20/60'' + 1\Phi 20/30''$ ($A_s'=20.93\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$
Armatura compressa	$1\Phi 20/30''$ ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$

Caratteristiche geometriche della sezione agli appoggi

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	$2\Phi 20/60'' + 1\Phi 20/30''$ ($A_s'=20.93\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$
Armatura compressa	$1\Phi 20/30''$ ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.





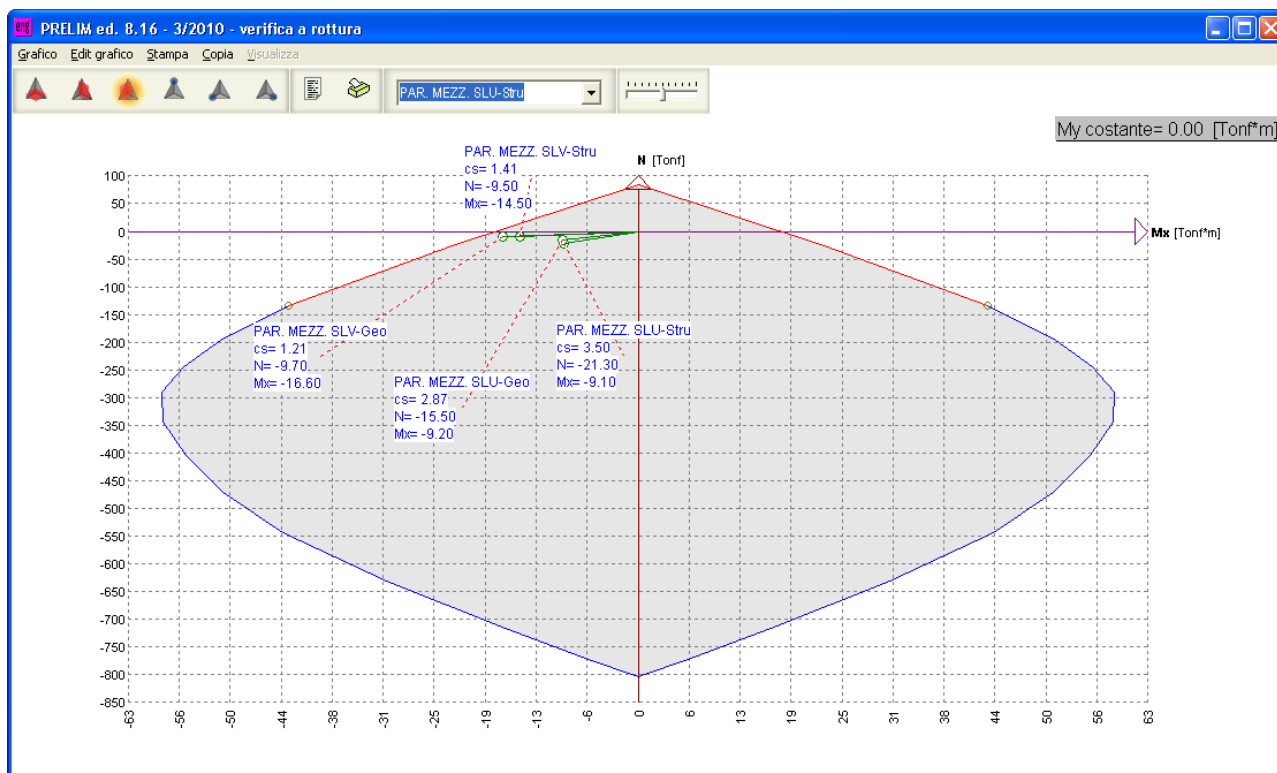
6.12.5.3 Parete (verifica in mezzeria)

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 20/30" ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 20/30" ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.



6.12.5.4 Parete (verifica alle estremità)

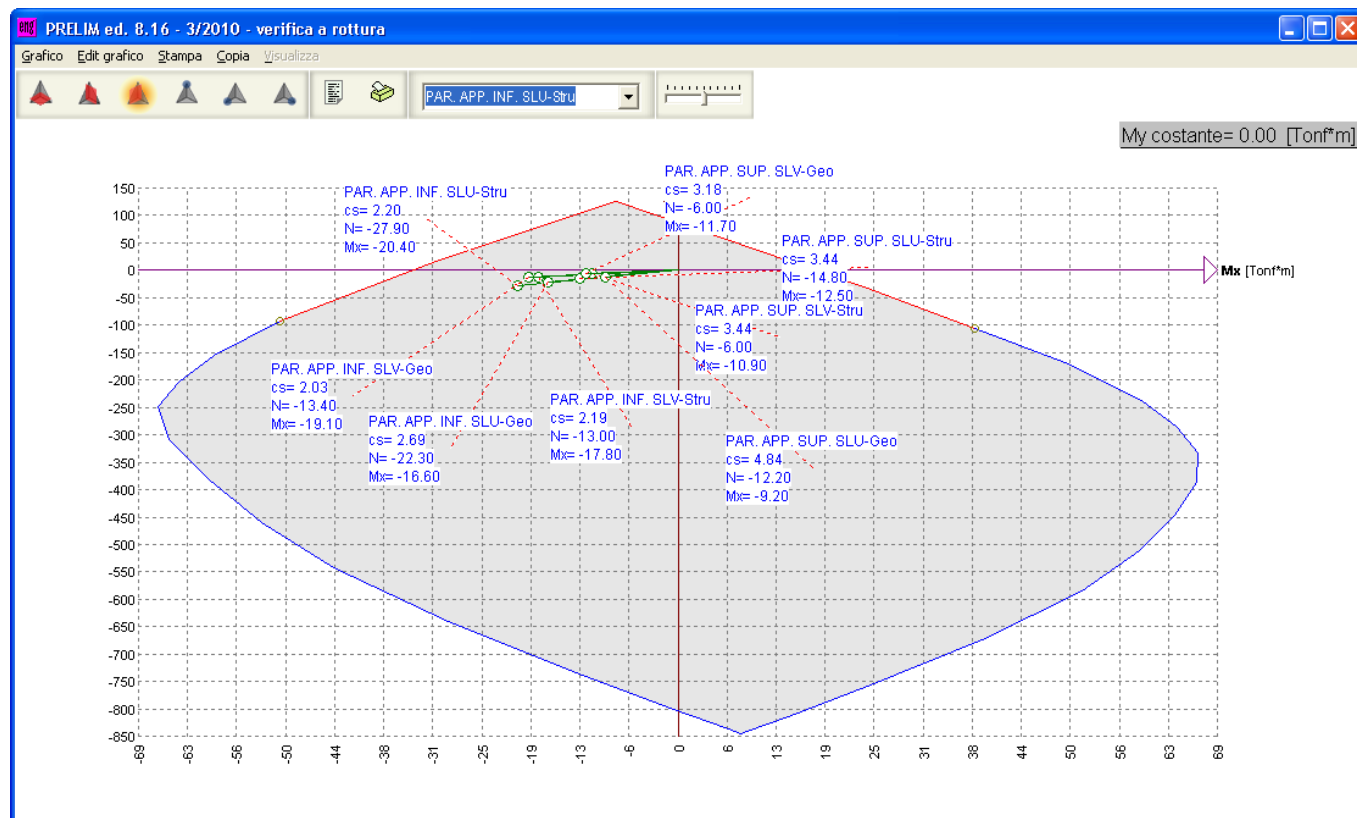
Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 20/30" + 1 Φ 20/30" ($A_s'=20.93\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 20/30" ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm



Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.





6.12.6 Verifica a taglio

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti nel caso di sezioni senza specifica armatura a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

6.12.6.1 Soletta superiore

Taglio max: $T_{max} = 140$ kN (combinazione SLU)

V_{Ed}	140.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 61d20$	2093.33	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.005		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6594		<2
v_{min}	0.4032		
	216.58	kN	
	185.49	kN	
V_{Rd}	216.58	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

6.12.6.2 Soletta inferiore

Taglio max (filo parete): $T_{max} = 226$ kN (combinazione SLU)



V_{Ed}	226.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	80	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 61d20$	2093.33	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.005		<0.02
σ_{cp}	0.2	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6594		<2
v_{min}	0.4032		
	227.62	kN	
	196.53	kN	
V_{Rd}	227.62	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

6.12.6.3 Parete

Taglio max (filo soletta): $T_{max} = 192$ kN (combinazione SLU)

V_{Ed}	192.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	111	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 61d20$	2093.33	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.005		<0.02
σ_{cp}	0.2	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6594		<2
v_{min}	0.3733		
	221.05	kN	
	187.05	kN	
V_{Rd}	221.05	kN	Verificata



6.12.7 Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limiti di esercizio, sia di fessurazione che delle tensioni, vengono riportate in apposite tabelle e vengono effettuate per le combinazioni di carico sia di tipo STRU che di tipo GEO implementate.

Nelle verifiche a fessurazione se la tensione di trazione nel cls risulta maggiore della tensione nominale di trazione $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$ viene effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

6.12.7.1 Soletta di Base

Soletta di Base. Appoggio al piedritto, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Appoggio al piedritto. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck}	35		
$\sigma_{c,amm}$	-11.000		
$\tau_{c,0}$	0.667		
$\sigma_{a,amm}$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-156.000	-154.000	-149.000
M (kNm)	148.000	138.000	109.000
x (cm)	15.527	15.680	16.316
σ_c (N/mm ²)	-5.255	-4.908	-3.897
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	144.564	132.959	99.194
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		2.51	1.93



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		138.000	109.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-154.000	-149.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.01116	
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		15.680	
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-4.908	
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		132.959	
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		159.000	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		153.192	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		2.51	
σ_2 (N/mm ²)		-3.19	
Coefficiente k_3		0.125	
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		15.0	
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		17.2	
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		257.4	
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_{rm} (cm)		21.20	
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.000	
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.077	



Soletta di Base. Appoggio al piedritto, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Appoggio al piedritto. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-176.000	-174.000	-167.000
M (kNm)	151.000	141.000	125.000
x (cm)	15.804	15.976	16.236
σ_c (N/mm ²)	-5.376	-5.028	-4.467
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	143.878	132.288	114.572
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist.media a traz.semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist.caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		2.53	2.22



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		141.000	125.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-174.000	-167.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.01234	
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		15.976	
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-5.028	
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		132.288	
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		160.912	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		150.969	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		2.53	
σ_2 (N/mm ²)		-3.29	
Coefficiente k_3		0.125	
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		15.0	
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		17.0	
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		255.2	
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_m (cm)		21.13	
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ϵ_{sm}		0.000	
Ampiezza ammissibile fessura w_{arm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.079	



Soletta di Base in mezzeria, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Mezzeria. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-156.000	-154.000	-149.000
M (kNm)	119.000	108.000	73.000
x (cm)	16.172	16.469	18.148
σ_c (N/mm ²)	-4.250	-3.866	-2.636
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	109.704	96.943	56.329
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	2	2	2
Sezione di riferimento	2	2	2
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		1.90	1.20



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		108.000	73.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-154.000	-149.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)			
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)			
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)			
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)			
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)			
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)			
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)			
σ_2 (N/mm ²)			
Coefficiente k_3			
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)			
Altezza efficace, d_{eff} (cm)			
Area efficace, A_{eff} (cm ²)			
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_m (cm)			
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}			
Ampiezza ammissibile fessura w_{anm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)			



Soletta di Base in mezzeria, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Mezzeria. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-176.000	-174.000	-167.000
M (kNm)	114.000	102.000	68.000
x (cm)	16.779	17.214	19.374
σ_c (N/mm ²)	-4.089	-3.668	-2.463
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	99.518	85.626	46.969
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	2	2	2
Sezione di riferimento	2	2	2
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		1.74	1.07



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		102.000	68.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-174.000	-167.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)			
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)			
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)			
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)			
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)			
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)			
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)			
σ_2 (N/mm ²)			
Coefficiente k_3			
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)			
Altezza efficace, d_{eff} (cm)			
Area efficace, A_{eff} (cm ²)			
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_m (cm)			
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}			
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)			



6.12.7.2 Parete verticale

Parete verticale. Sezione in corrispondenza della soletta inferiore, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Appoggio soletta inf. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	20.933		
	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-205.000	-189.000	-113.000
M (kNm)	150.000	139.000	111.000
x (cm)	16.315	16.297	15.438
σ_c (N/mm ²)	-5.363	-4.969	-3.938
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	136.515	126.708	109.287
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	3	3	3
Sezione di riferimento	3	3	3
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		2.46	2.04



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		139.000	111.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-189.000	-113.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.01360	
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		16.297	
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-4.969	
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		126.708	
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		162.997	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		148.583	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		2.46	
σ_2 (N/mm ²)		-3.28	
Coefficiente k_3		0.125	
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		15.0	
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		16.9	
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		252.8	
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_{fm} (cm)		21.05	
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.000	
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.067	



Parete verticale. Sezione in corrispondenza della soletta inferiore, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Appoggio soletta inf. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-204.000	-188.000	-114.000
M (kNm)	152.000	141.000	118.000
x (cm)	16.252	16.229	15.311
σ_c (N/mm ²)	-5.432	-5.038	-4.181
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	139.123	129.317	117.505
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	3	3	3
Sezione di riferimento	3	3	3
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		2.51	2.18



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		141.000	118.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-188.000	-114.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.01333	
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		16.229	
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-5.038	
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		129.317	
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		162.555	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		149.085	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		15.0	15.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		2.51	
σ_2 (N/mm ²)		-3.32	
Coefficiente k_3		0.125	
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		15.0	
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		16.9	
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		253.3	
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_m (cm)		21.07	
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.000	
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.074	



Parete in mezzeria, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Mezzeria. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-155.000	-138.500	-91.500
M (kNm)	69.000	66.000	60.000
x (cm)	14.578	14.180	12.766
σ_c (N/mm ²)	-3.073	-2.951	-2.712
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	93.016	93.080	99.550
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	4	4	4
Sezione di riferimento	4	4	4
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.00	25.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		46'201	46'201
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		112.12	112.12
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		1.17	1.13



Parete in mezzeria, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Mezzeria. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-153.000	-137.500	-90.500
M (kNm)	89.000	87.000	79.000
x (cm)	13.222	12.894	11.930
σ_c (N/mm ²)	-4.011	-3.930	-3.584
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	140.060	142.213	144.517
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	4	4	4
Sezione di riferimento	4	4	4
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.00	25.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		46'201	46'201
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		112.12	112.12
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		1.62	1.54



Parete verticale. Sezione in corrispondenza della soletta superiore, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Appoggio soletta sup. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-104.000	-88.000	-41.000
M (kNm)	89.000	76.000	40.000
x (cm)	15.811	15.785	15.455
σ_c (N/mm ²)	-3.169	-2.705	-1.419
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	84.746	72.540	39.322
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	5	5	5
Sezione di riferimento	5	5	5
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.38	0.73



Parete verticale. Sezione in corrispondenza della soletta superiore, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Appoggio soletta sup. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-103.000	-87.000	-40.000
M (kNm)	90.000	78.000	41.000
x (cm)	15.751	15.679	15.334
σ_c (N/mm ²)	-3.203	-2.774	-1.453
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	86.162	75.160	40.743
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	5	5	5
Sezione di riferimento	5	5	5
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.42	0.76



6.12.7.3 Soletta superiore

Soletta Superiore. Appoggio al piedritto, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA SUPERIORE		
	Appoggio al piedritto. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-60.000	-58.000	-52.000
M (kNm)	89.000	72.000	40.000
x (cm)	14.614	14.924	16.144
σ_c (N/mm ²)	-3.127	-2.540	-1.428
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	94.311	74.217	36.968
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	6	6	6
Sezione di riferimento	6	6	6
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.35	0.71



Soletta Superiore. Appoggio al piedritto, combinazione SLE-GEO

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA SUPERIORE		
	Appoggio al piedritto. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-72.000	-69.000	-63.000
M (kNm)	82.000	74.000	55.000
x (cm)	15.098	15.229	15.754
σ_c (N/mm ²)	-2.898	-2.620	-1.957
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	83.226	74.230	52.643
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	6	6	6
Sezione di riferimento	6	6	6
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		1.37	1.00



Soletta Superiore. Mezzeria, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA SUPERIORE		
	Mezzeria. SLE-Geo		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F20/30		
	20.933		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-72.000	-69.000	-63.000
M (kNm)	63.000	50.000	11.000
x (cm)	15.747	16.350	31.565
σ_c (N/mm ²)	-2.242	-1.788	-0.398
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	60.335	45.364	2.354
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	7	7	7
Sezione di riferimento	7	7	7
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.55	25.55
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		49'482	49'482
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		120.08	120.08
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		0.88	0.11



6.13 VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

Si rende necessaria la verifica di stabilità al sollevamento a causa della possibile sottospinta idraulica indotta dalla presenza della falda acquifera.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Di seguito si riporta la tabella della Normativa che riporta i coefficienti da utilizzare nelle verifiche di stato limite di galleggiamento.

Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

La verifica viene eseguita considerando il battente alla sua altezza massima. Essendo il manufatto privo di ricoprimento, nel caso specifico fase di costruzione e fase di esercizio coincidono.

Per la verifica in fase si moltiplicano i pesi stabilizzanti per il coefficiente 0.9 ed amplificati, cautelativamente, la sottospinta idraulica con il coefficiente 1.1.

Altezza falda rispetto base dello scatolare: 3.60m

Spessore magrone: 0.20m

Battente d'acqua = $3.60 + 0.20 = 3.80$ m

Spinta di galleggiamento: $p_g = 3.80 \cdot 10.0 = 38.0$ kN/m²

Base scatolare : $B_t = 6.40$ m

Area sezione scatolare: $A = 2 \cdot (6.40 \cdot 0.50) + 2 \cdot ((6.60 - (2 \cdot 0.5)) \cdot 0.50) = 12.0$ m²

Area sezione magrone: $A_m = 6.40 \cdot 0.20 = 1.28$ m²

Pressione media sul terreno in fase di costruzione e in esercizio:

$$\sigma_{tc} = (\gamma_{cls} \cdot A + \gamma_m \cdot A_m) \cdot 1.0 / B_t \cdot 1.0 = 51.675 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di sicurezza in fase di costruzione ed in esercizio: $s_g = \sigma_{tc} \cdot 0.9 / p_g \cdot 1.1 = 1.1$ (>1.0)



7 VASCA DI ADDUZIONE. ELEMENTO AD U

7.1 PREMESSA

Si riportano i calcoli di verifica relativi alla sezione trasversale dell'elemento ad U. I tabulati sono riportati in Allegato 6.

Si tratta di un manufatto realizzato in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

Il calcolo verrà eseguito nel tratto di massimo affondamento della soletta inferiore.

Le principali caratteristiche geometriche sono le seguenti:

Lunghezza complessiva $\cong 13\text{m}$

Luce netta interna: $L = 5.40\text{m}$

Altezza pareti contro terra: $H = 5.50\text{m}$

Spessore pareti contro terra: 0.50m

Spessore soletta inferiore: 0.50 m

Quota soletta inferiore: 32.85m

Quota massima falda: 36.20m

Quota piano di campagna: 38.10m



7.2 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

7.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adottano criteri probabilistici, effettuando il dimensionamento e le verifiche attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = F_k \times \gamma_F$$

Dove γ_M e γ_F sono i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente per i materiali e per le azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

7.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la disuguaglianza (p.to 6.2.3.1 del D.M. 14 gennaio 2008):

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$



Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

7.5 METODI DI ANALISI

L'analisi strutturale (p.to 4.1.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008), volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che di esercizio, è effettuata adottando il metodo dell'analisi elastica lineare. In particolare, per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità del calcestruzzo.

7.6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

7.6.1 Resistenze di calcolo dei materiali


In accordo con il p.to 4.1.2.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

	<p>Doc. N.</p> <p>1.3 Relazione Calcolo Opere Civili_2011.doc</p>	<p>REV.</p> <p>1</p>	<p>FOGLIO</p> <p>177 di 261</p>
---	---	----------------------	---------------------------------

Il valore di resistenza di calcolo del calcestruzzo è ridotto di un coefficiente α_{cc} pari a 0.85 che considera l'influenza degli effetti viscosi del calcestruzzo per le resistenze di lunga durata.

7.6.2 Verifiche a flessione

Per le verifiche di resistenza a flessione, si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.2 del DM 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza vengono eseguite nella sezione di massimo momento in campata e nelle sezioni di incastro trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

7.6.3 Verifiche a taglio

Per le verifiche di resistenza a taglio si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.3 del D.M. 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza vengono eseguite nelle sezioni di incastro e trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.



7.7 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

7.7.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Le tensioni massime del calcestruzzo e delle barre d'armatura in condizioni di esercizio devono risultare inferiori ai valori massimi consentiti.

- Calcestruzzo:
 $\sigma_c < 0.6 \times f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
 $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.
- Acciaio:
 $\sigma_s < 0.8 \times f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

7.7.2 Verifica di fessurazione

In conformità con quanto riportato al p.to 4.1.2.2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$



- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato con riferimento alle Classi di esposizione nella tabella di seguito riportata:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4



Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Alle armature sensibili appartengono gli acciai da precompressione mentre alle armature poco sensibili gli acciai ordinari.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	Decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	Formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica allo stato limite di fessurazione

- *Stato limite di decompressione.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione o al più uguale a 0;
- *Stato limite di formazione delle fessure.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale della fibra più sollecitata, calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, è minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, con $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$ per calcestruzzo di classe inferiore al C50/60.
- *Stato limite di apertura delle fessure.* Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 . Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media della barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. In particolare è possibile adottare il criterio esposto al p.to C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 equivalente alla procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

Nel caso in cui, invece, le verifiche siano condotte secondo quanto indicato dall'Eurocodice 2-1, le espressioni proposte non possono essere applicate nell'ambito delle NTC, in quanto la valutazione dell'apertura delle fessure secondo EC2-1 prevede il calcolo dell'interasse massimo e non di quello medio. In tal caso il valore di calcolo dell'ampiezza è assunto pari al valore massimo (p.to C4.1.2.2.4.6 Circ. 2 febbraio 2009 n.617)



$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

La verifica dell'ampiezza delle fessure può essere condotta anche senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico permanente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (tabella C4.1.III Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

7.7.3 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle N.T.C., i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle N.T.C. e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) si intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del sisma, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5 delle N.T.C..

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del sisma subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere interrato di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2. delle N.T.C., assimilando la vasca ad un'opera di sostegno e rientrando tra le strutture che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1 delle N.T.C.), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.



La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno sud detto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c , S , dove:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S , coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per la massima accelerazione attesa.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove: $a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ (accelerazione massima attesa al sito);

g = accelerazione di gravità;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido.

Per muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume i valori sotto riportati:

	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

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \times H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove: H = altezza del muro;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

γ^* = peso specifico del terreno;

K = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidezza, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Nel caso di muri che sono liberi di ruotare intorno al loro piede si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$

Dove: ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ per livello di falda al di sotto del muro di contenimento è definito come:

$$\tan \theta = k_h / (1 \mp k_v)$$

e

$$E_{wd} = 0$$



Per terreno ad elevata permeabilità dinamica, posto al disotto del livello di falda si definisce invece:

$$\tan \theta = \gamma_d / (\gamma - \gamma_w) \times k_h / (1 \mp k_v)$$

e

$$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times H'^2$$

Con: γ_d = peso del terreno secco;

H' = altezza del livello di falda dalla base del muro.

Le forze inerziali, dovute alla massa m degli elementi strutturali e non strutturali sono valutate come:

$$F_I = m \times k_h$$

L'azione sismica è quindi rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, sono ottenute combinando alternativamente la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Per la determinazione di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore delle masse dei sovraccarichi accidentali.



7.8 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri geotecnici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:

- da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Dalle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, riportate negli appositi elaborati, si determinano i seguenti parametri:

- Φ'_k ;
- γ_m ;
- γ' ;
- Costante di sottofondo k_s ;
- Categoria sismica di sottosuolo;
- Posizione della falda.

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta a riposo in condizione statiche, mentre in regime di spinta attiva + incremento di spinta secondo Monobe e Okabe in condizioni sismiche.

7.9 SCHEMA STATICO

Il calcolo viene condotto per una striscia di larghezza unitaria, facendo ricorso, tramite l'impiego del programma ENG, a due modelli agli elementi finiti. In particolare:

- un primo modello viene implementato per le verifiche SLU e SLE di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);
- un secondo modello viene implementato per le verifiche SLV di tipo strutturale (STRU) in condizioni sismiche utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Non si riportano per brevità le analisi di tipo GEO; tali verifiche risultano comunque soddisfatte.

La sezione trasversale viene schematizzata con una serie di elementi finiti tipo "beam".

Come mostrano le figure riportate in seguito, l'unica sezione dello scatolare schematizzata è quella a singola canna.

Il manufatto è posto all'interno di uno scavo le cui pareti hanno sommità 0.50m più in profondità della sommità dell'elemento ad U.

Ai fini della valutazione della interazione terreno-struttura, il terreno sottostante il fondo della struttura di fondazione ed adiacente alla palancola viene schematizzato con una serie di molle (elementi "boundary" estensionali) di opportuna rigidità, secondo la teoria di Winkler. Tramite questa schematizzazione del terreno di fondazione con "boundary", si possono valutare sia le caratteristiche di sollecitazione all'interno della soletta di fondazione, sia la reazione del terreno.



Viste le caratteristiche del terreno, il coefficiente k di Winkler si assume col seguente valore: $k = 2.00 \text{ kg/cm}^3$

Si riporta di seguito lo schema del modello implementato.

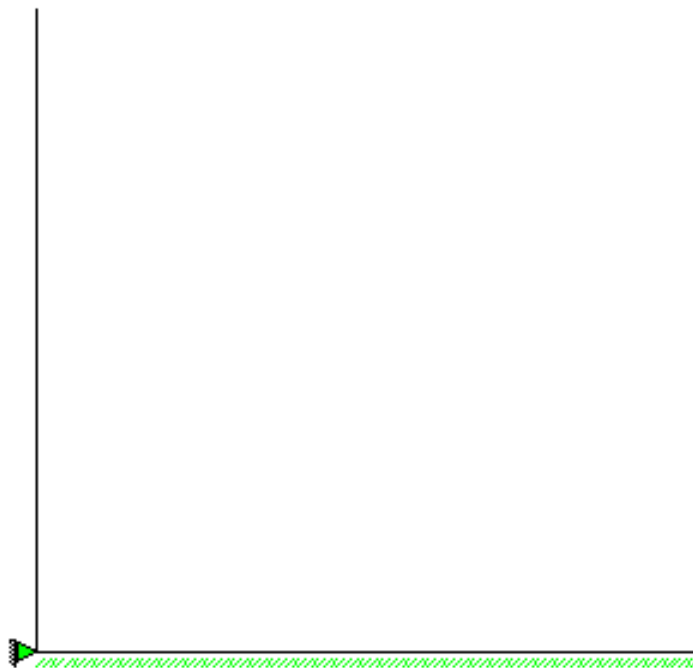


Figura 7-1: Modello implementato agli elementi finiti

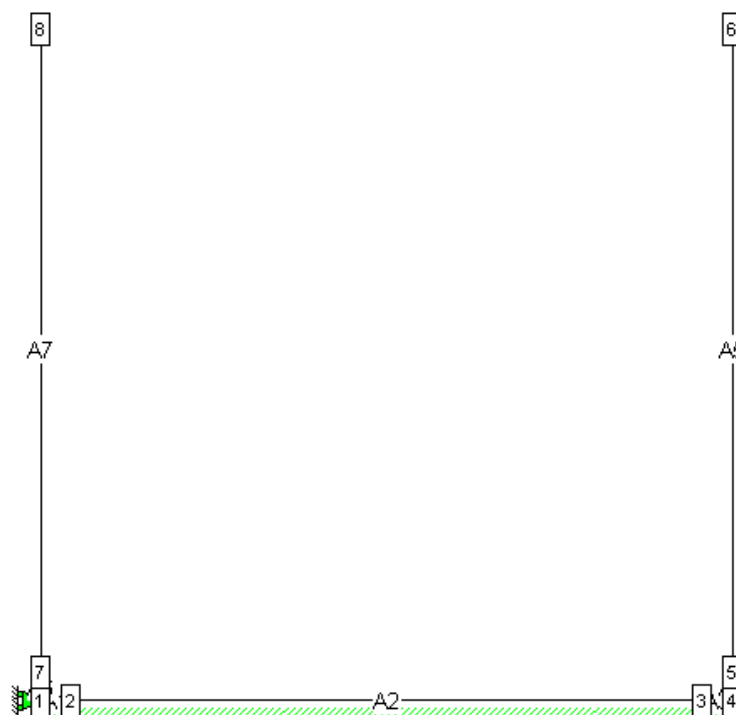


Figura 7-2: Modello implementato agli elementi finiti con riportati il numero dei nodi e delle aste



7.10 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1".

- combinazione 1 \rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow STR
- combinazione 2 \rightarrow (A2+M2+R2) \rightarrow GEO (carico limite)

Nel caso in esame sono state effettuate le verifiche in riferimento alla sola combinazione 1 in quanto più gravosa.

Le combinazioni di carico di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Le verifiche di tipo GEO ed EQU devono essere effettuate considerando inoltre i coefficienti di sicurezza sui materiali riportati in tabella 6.2.II delle N.T.C. e i coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze riportati in tabella 6.4.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali $G_1 + G_2$.



Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione caratteristica:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

7.10.1 Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE)

Come detto nel paragrafo 7.9 un primo modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLU e SLE di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza SLU e SLE.

Carichi Permanenti

Si considerano i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$

Dividendo i valori caratteristici dei parametri del terreno per il coefficiente parziale γ_M si ha che:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi'=33^\circ$ $\lambda_{01}=1-\sin\phi=0.45$ $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

Pareti contro terra

$$\text{Peso proprio parete } dx = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Peso proprio parete } sx = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Spinta del terreno a } -0.50\text{m: } p_t = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = 1.9 \cdot 5.25 \cdot 0.45 = 4.48 \text{ t/m}^2$$

In presenza della falda (a -1.9m dal p.d.c.), si avrà :

$$\text{Spinta del terreno a } -3\text{m: } p_m = 1.9 \cdot 1.9 \cdot 0.45 = 1.624 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta dell'acqua al piede: } p_{wp} = 1.0 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = p_m + (0.9 \cdot 3.35 \cdot 0.45) = 2.981 \text{ t/m}^2$$

Soletta Inferiore

$$\text{Peso proprio} = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza eventuale dell'acqua all'interno o all'esterno dell'elemento ad U (anche se, vista la conformazione del manufatto, l'ipotesi di acqua solo interna o solo esterna non è di fatto realizzabile), nonché un eventuale carico accidentale sul terreno.



Pareti contro terra

Accidentale sul terreno: $0.50 * 0.45 = 0.225 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Acqua = $1.00 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

Soletta interne

Acqua = $1.00 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

7.10.1.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIO

Condizione di carico c.2) = SPINTA DELLA TERRA IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA ENTRO LO SCATOLARE

Condizione di carico c.5) = ACQUA ESTERNA ALLO SCATOLARE

Condizione di carico c.6) = ACCIDENTALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

eng Combinazioni di carico - Stati Limite						
SLU Persistenti/Transitorie SLE Rare SLE Frequenti SLE Quasi permanenti						
comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU TERR ENO
1	1.3	1.3	0	0	1.3	1.5
2	1	1	0	0	1	1.5
3	1.3	0	1.3	1.3	0	0
4	1.3	0	1	1.3	0	0
5	1	0	1	1	0	0
Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni						

Figura 7-3: combinazione SLU



eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie **SLE Rare** SLE Frequenti SLE Quasi permanenti

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU TERR. ENO
1	1	1	0	0	1	1
2	1	1	0	0	1	0
3	1	0	1	1	0	1
4	1	0	1	1	0	0

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 7-4: combinazione SLE Rare

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie SLE Rare **SLE Frequenti** SLE Quasi permanenti

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU TERR. ENO
1	1	1	0	0	1	0.75
2	1	1	0	0	1	0
3	1	0	1	1	0	0.75
4	1	0	1	1	0	0

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 7-5: combinazione SLE Frequenti

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie SLE Rare SLE Frequenti **SLE Quasi permanenti**

comb.	PESO PROPRIO	TERRA IN FALDA	TERRA	ACQUA INT	ACQUA EST	ACCID. SU TERR. ENO
1	1	1	0	0	1	0
2	1	0	1	1	0	0

Ok Annulla Inserisci Cancella Genera combinazioni

Figura 7-6: combinazione SLE Quasi permanenti



7.10.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 6.1 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo), di seguito invece si riportano gli andamenti dei momenti flettenti relativi alle condizioni elementari di carico esaminate e l'involuppo dei massimi e minimi momenti e delle tensioni sul terreno delle varie combinazioni indicate.

Per brevità non verranno riportati i grafici relativi alle combinazioni SLE quasi permanenti e SLE frequenti; le verifiche comunque saranno effettuate per tutte le combinazioni di carico sia SLU che SLE.

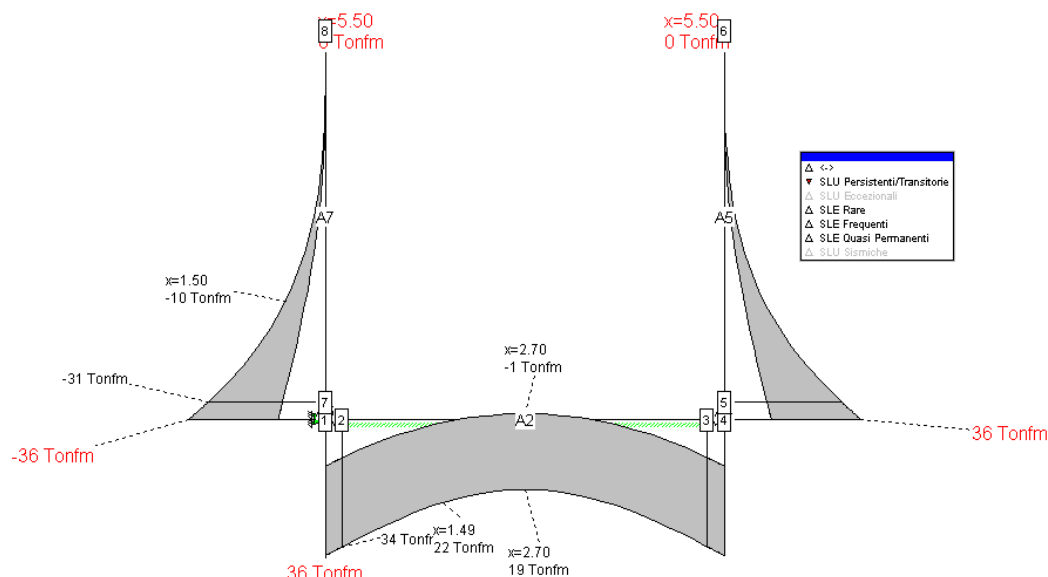


Figura 7-7: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLU

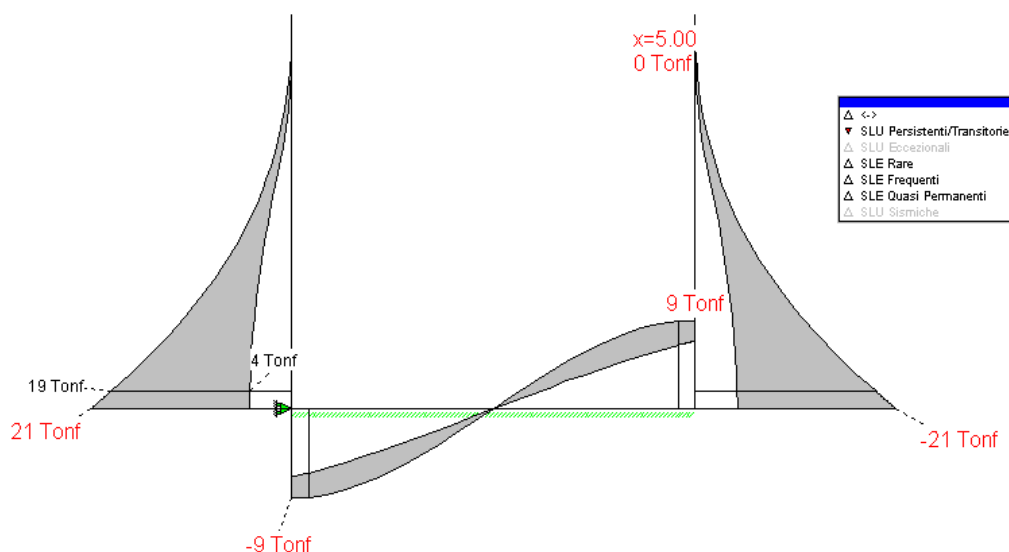


Figura 7-8: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglienti per la combinazione di carico SLU

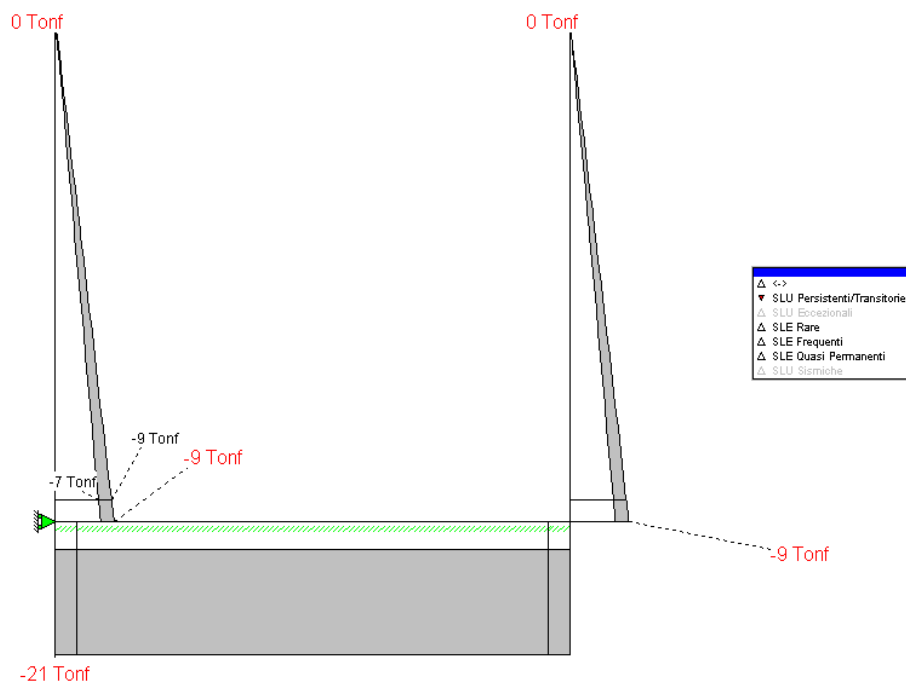


Figura 7-9: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLU

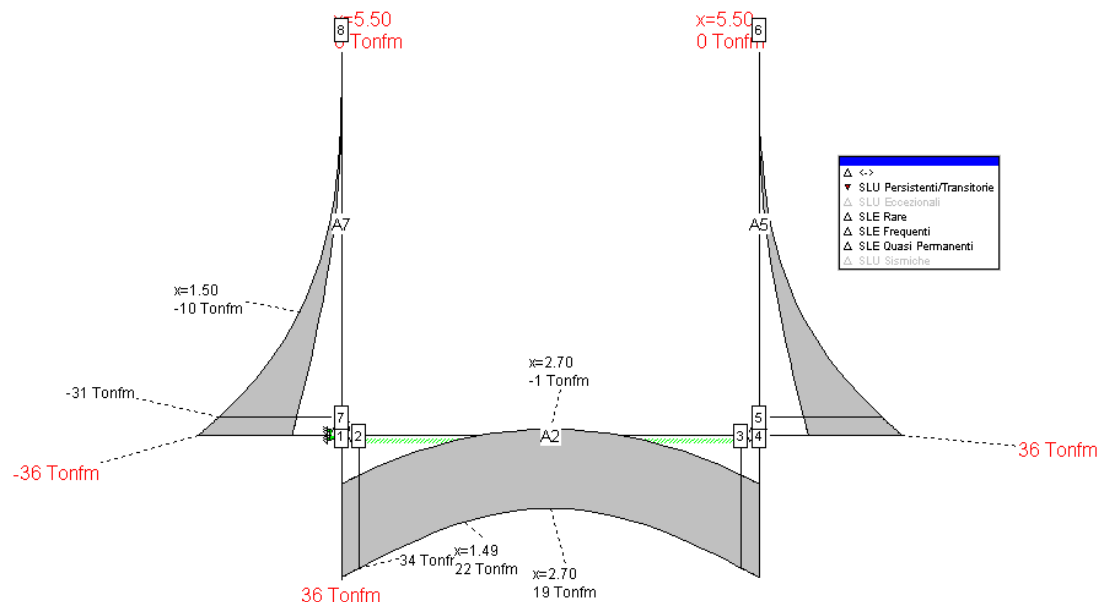


Figura 7-10: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLE Rara

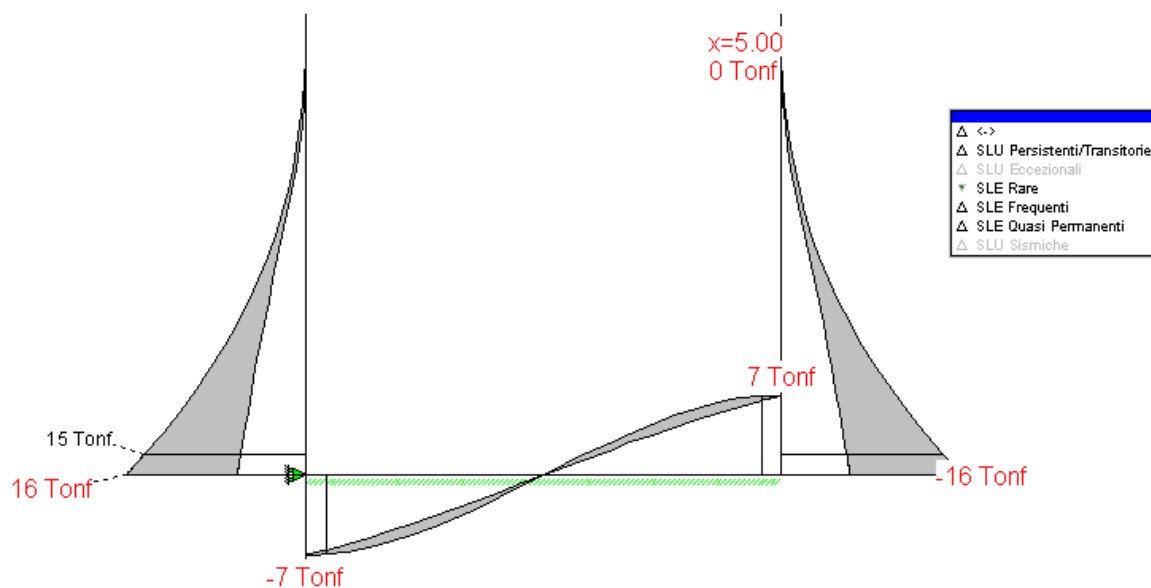


Figura 7-11: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLE Rara

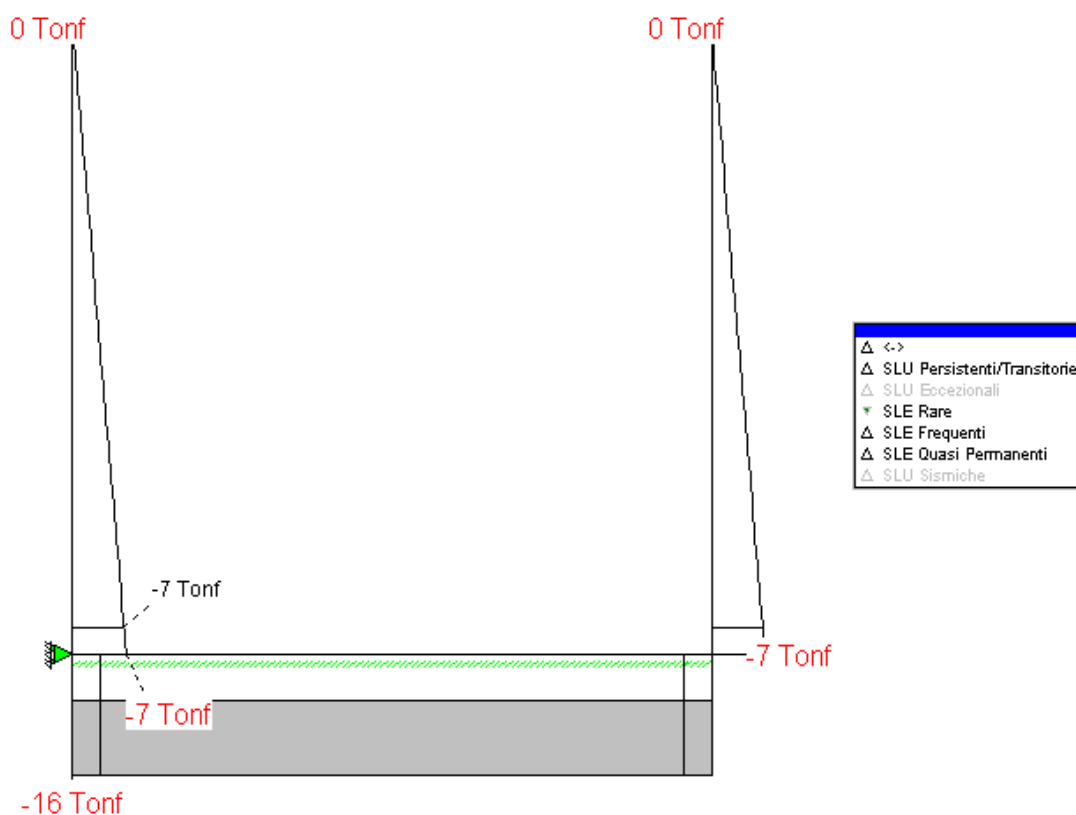


Figura 7-12: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLE Rara



7.10.2 Combinazione 1 (verifiche STRU – SLV)

Un secondo modello di calcolo è stato implementato per le verifiche SLV di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in presenza dell'evento sismico.

Carichi Permanenti

Si considerano i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno:

$$\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$$

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$

Dividendo i valori caratteristici dei parametri del terreno per il coefficiente parziale γ_M si ha che:

$$\text{da quota p.d.c. a fondo scavo: } \phi'=33^\circ \quad \lambda_a = \tan^2 (45-\phi/2) = 0.295$$

Pareti contro terra

$$\text{Peso proprio parete } dx = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Peso proprio parete } sx = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$$

$$\text{Spinta del terreno a } -0.50\text{m: } p_t = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = 1.9 \cdot 5.25 \cdot 0.295 = 2.94 \text{ t/m}^2$$

In presenza della falda (a -1.9m dal p.d.c.), si avrà :

$$\text{Spinta del terreno a } -3\text{m: } p_m = 1.9 \cdot 1.9 \cdot 0.295 = 1.065 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta dell'acqua al piede: } p_{wp} = 1.0 \cdot 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Spinta del terreno al piede: } p_p = p_m + (0.9 \cdot 3.35 \cdot 0.295) = 1.955 \text{ t/m}^2$$

Soletta Inferiore

$$\text{Peso proprio} = 0.50 \cdot 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$$

Azione sismica

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh}$$

$$F_v = P \times a_{gv}$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo;

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento” come esplicitato al capitolo 4 “Criteri di definizione dell'azione sismica”.

Nella struttura in esame si ha che:

$$a_g = 0.113g;$$

$$S_s = 1.80;$$

$$S_T = 1.0;$$



$$\beta_m = 0.24$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sono:

$$k_h = 0.0488;$$

$$k_v = 0.0244.$$

L'angolo θ assume i seguenti valori:

$$\text{soprafalda: } \tan \theta = k_h / (1 - k_v) = 0.323$$

$$\text{sottofalda: } \tan \theta = \gamma_d / (\gamma - \gamma_w) \times k_h / (1 - k_v) = 0.358$$

Dati i seguenti parametri:

$$\Phi'_d = 33^\circ;$$

$$\psi = 90^\circ;$$

$$\beta = 0^\circ;$$

$$\delta_d = 0;$$

il valore del coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico) vale:

$$\text{soprafalda: } K = 0.323$$

$$\text{sottofalda: } K_{\text{sott}} = 0.358$$

La forza totale di progetto in assenza di falda è pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \times H^2 \quad \text{kN/m}$$

E considerando, a favore di sicurezza, che sia interamente applicata in mezzzeria alla parete, equivale ad un carico uniformemente distribuito sulla stessa pari a:

$$e_d = E_d / H \quad \text{kN/m}^2$$

L'incremento totale di spinta (idrostatica + sismica) dovuto alla falda è pari a:

$$\Delta E_d = \Delta E_{dw} + E_{ws} + E_{ws} = 1/2 (\gamma - \gamma_w) * (1 + k_v) * (k_{\text{sott}} - k) * H'^2 + 1/2 * \gamma_w * (1 - k) * H'^2 + 7/12 * \gamma_w * k_h * H'^2 \quad \text{kN/m}^2$$

E considerando, a favore di sicurezza, che sia interamente applicata in mezzzeria alla parete in falda, equivale ad un carico uniformemente distribuito sulla stessa pari a:

$$\Delta e_d = \Delta E_d / H' \quad \text{kN/m}^2$$

Le forze inerziali, dovute alla massa degli elementi strutturali sono valutate come:

$$e_{i,h} = s_s \times \gamma_{c.a.} \times k_h \quad \text{KN/m}^2$$

Le spinte dovute al sovraccarico in presenza di sisma sono valutate come:

$$\text{- fuori falda: } e_{i,h} = q_{\text{acc.}} \times k \quad \text{KN/m}^2$$

$$\text{- in falda: } e_{i,v} = q_{\text{acc}} \times k_{\text{sott}} \quad \text{KN/m}^2$$



7.10.2.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIO

Condizione di carico c.2) = INCREMENTO SPINTA TRATTO IN FALDA

Condizione di carico c.3) = SPINTA DELLA TERRA CON SISMA SENZA FALDA

Condizione di carico c.4) = ACQUA INTERNA

Condizione di carico c.5) = SPINTE INERZIALI PIEDRITTI

Condizione di carico c.6) = SPINTE ACCIDENTALI SU TERRENO CON SISMA

Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

comb.	PESO PROPRIO	INCR. SPINTA SI SM. TRATTO IN FALDA	SPINTA TERRA CON SISMA NO FALDA	ACQUA INT	SPINTE INERZIA LI PIEDRITTI	SPINTE ACCID. SU TERRENO C ON SISMA
1	1	1	1	0	1	1
2	1	0	1	1	-1	0

Buttons: Ok, Annulla, Inserisci, Cancella, Genera combinazioni

Figura 7-13: combinazione SLV

7.10.2.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 6.2 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output della calcolazione effettuata (unitamente agli schemi dei nodi e degli elementi della mesh di calcolo), di seguito invece si riportano gli andamenti dei momenti flettenti relativi alle condizioni elementari di carico esaminate e l'involuppo dei massimi e minimi momenti e delle tensioni sul terreno delle varie combinazioni indicate.

Per brevità non verranno riportati i grafici relativi alle combinazioni SLE quasi permanenti e SLE frequenti; le verifiche comunque saranno effettuate per tutte le combinazioni di carico sia SLU CHE SLE.

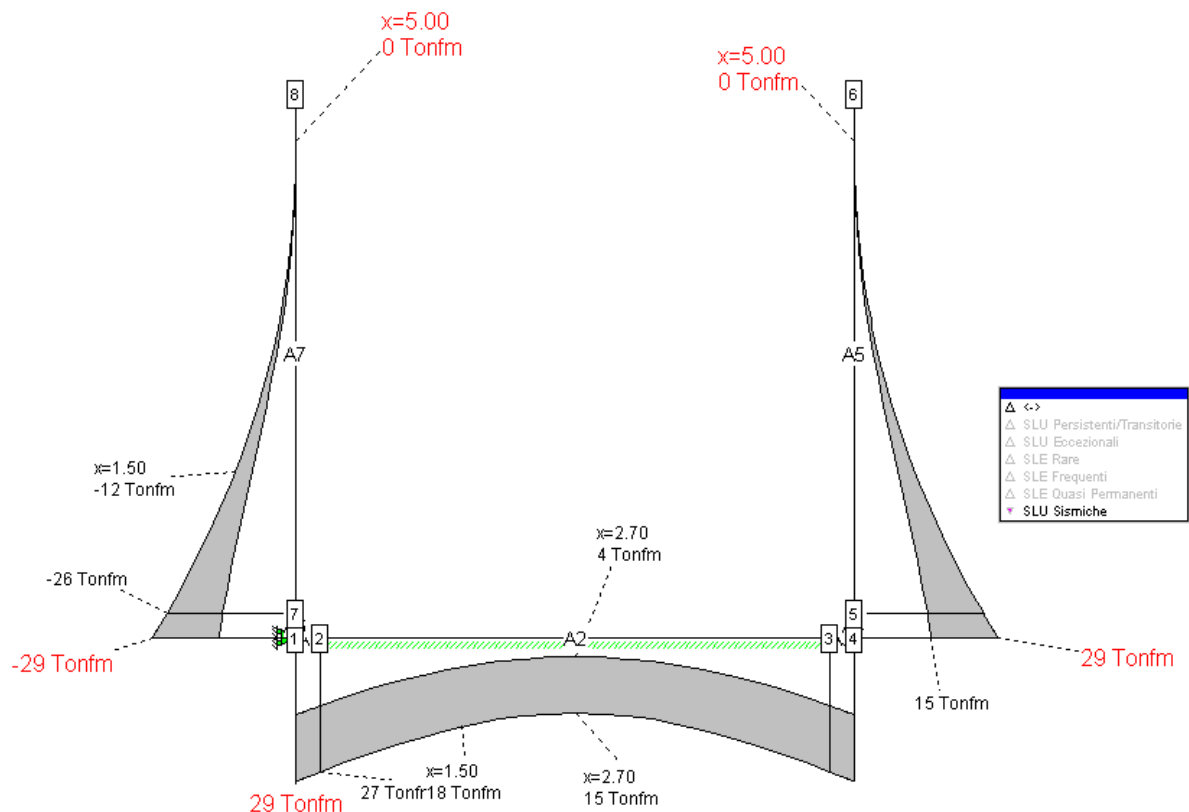


Figura 7-14: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLV

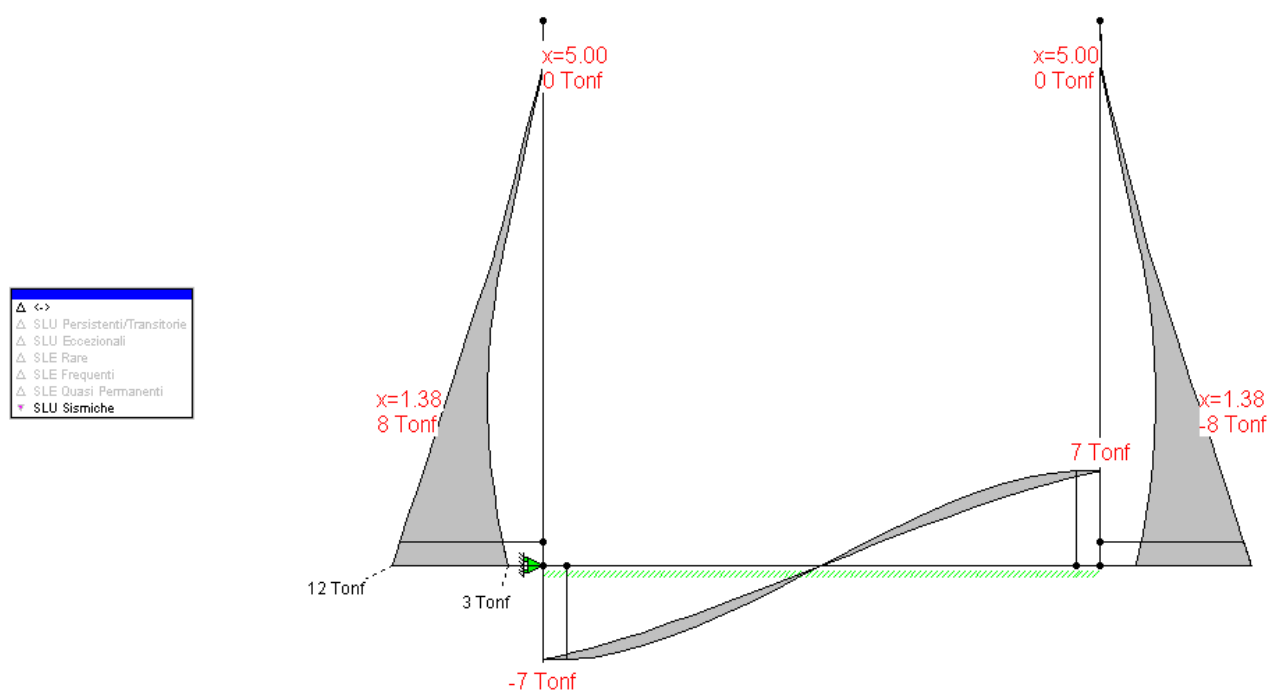


Figura 7-15: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLV

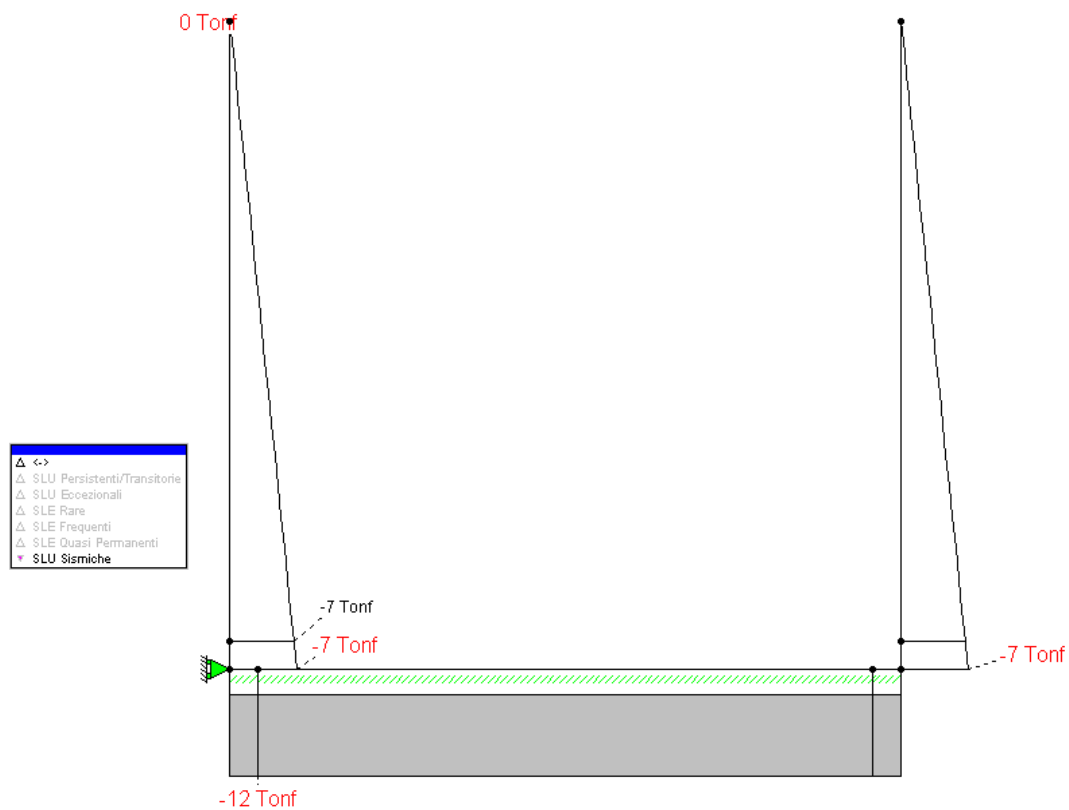


Figura 7-16: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLV



7.10.3 Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU-SLV

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando sia le sollecitazioni relative alle combinazioni SLU-STRU che a alle SLV-STRU.

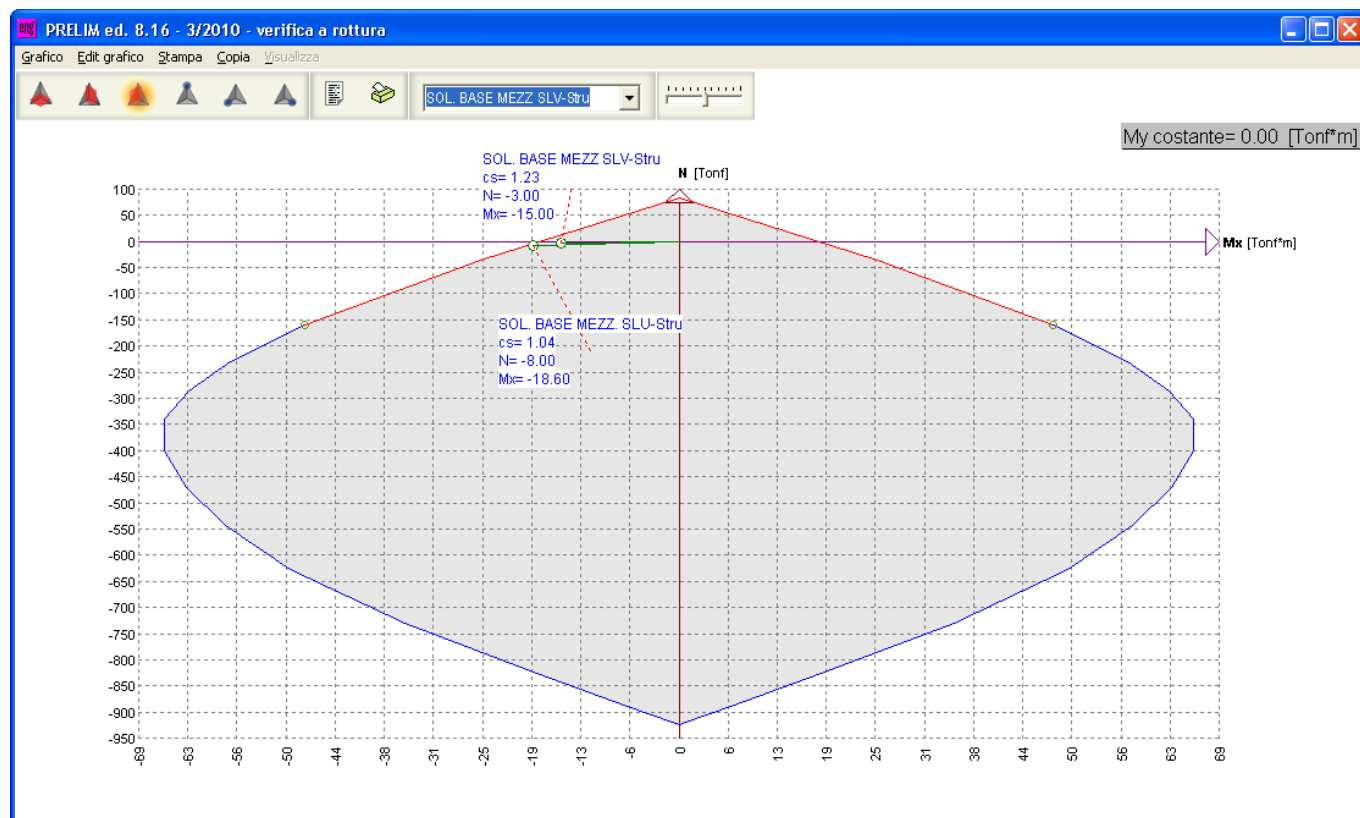
7.10.3.1 Soletta di base – sezione in mezzzeria

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 20/30" ($A_s'=20.93\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 20/30" ($A_s=10.47\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni e verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.



7.10.3.1 Soletta di base – sezione appoggio al piede

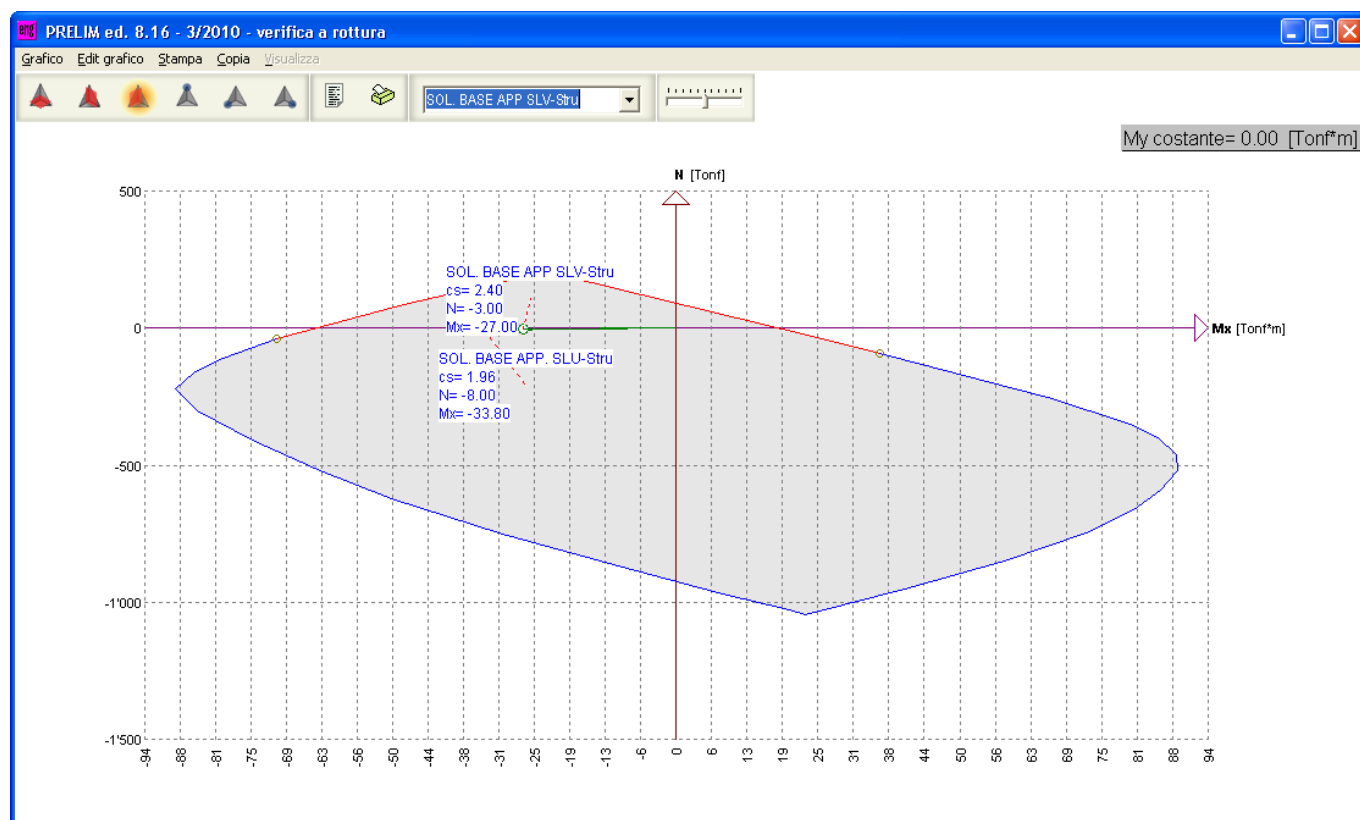
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50



Armatura tesa	$2\Phi 20/30'' + 1\Phi 20/30''$ ($A_s'=40.60\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$
Armatura compressa	$1\Phi 20/30''$ ($A_s=10.46\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$5.0+2.0/2=6.0\text{cm}$

Sollecitazioni e verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.





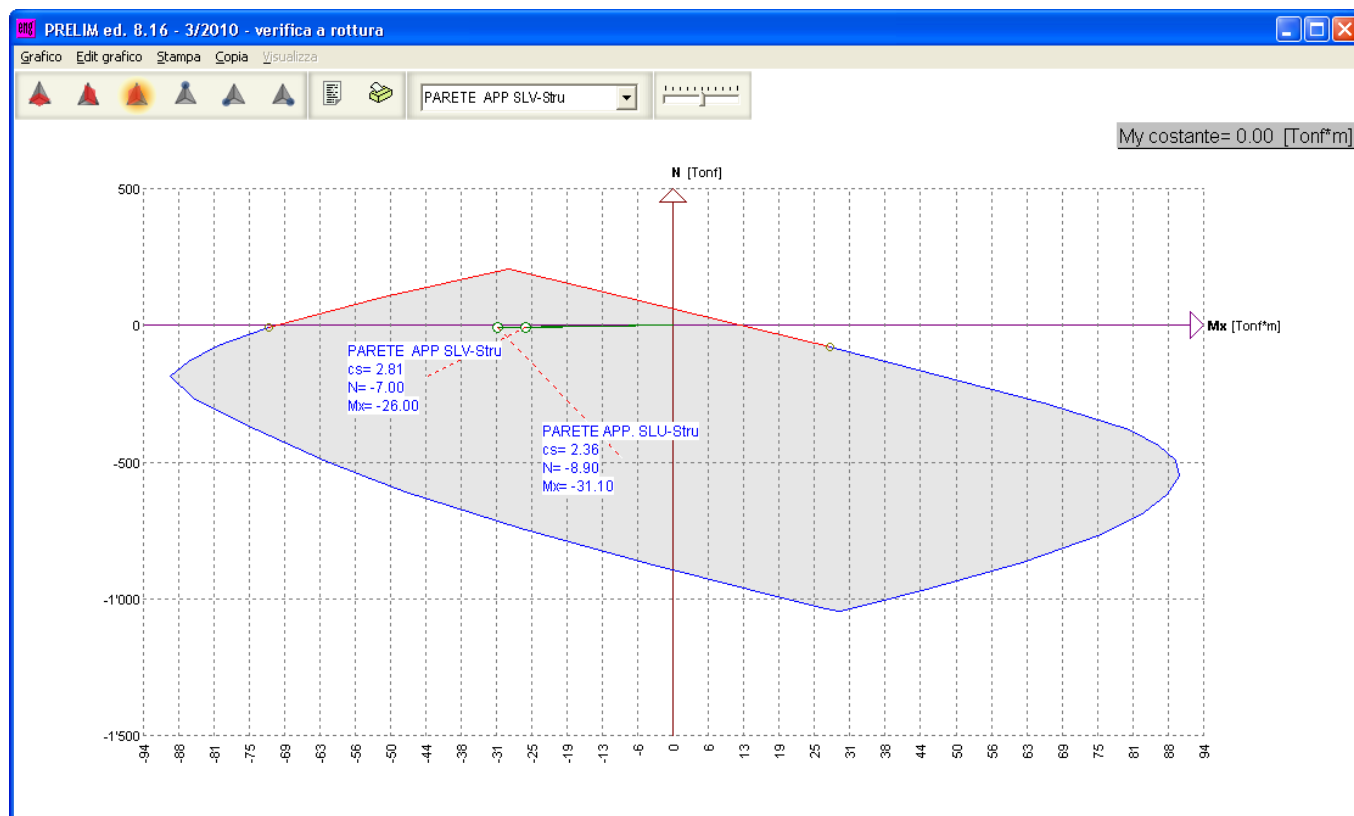
7.10.3.2 Parete – sezione al piede

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 24/10" ($A_s=45.216\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 16/30" ($A_s=6.7\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.



7.10.3.3 Parete – sezione a 1.50m dal piede

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 24/30" ($A_s'=15.072\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 16/30" ($A_s=6.7\text{cm}^2/\text{m}$)

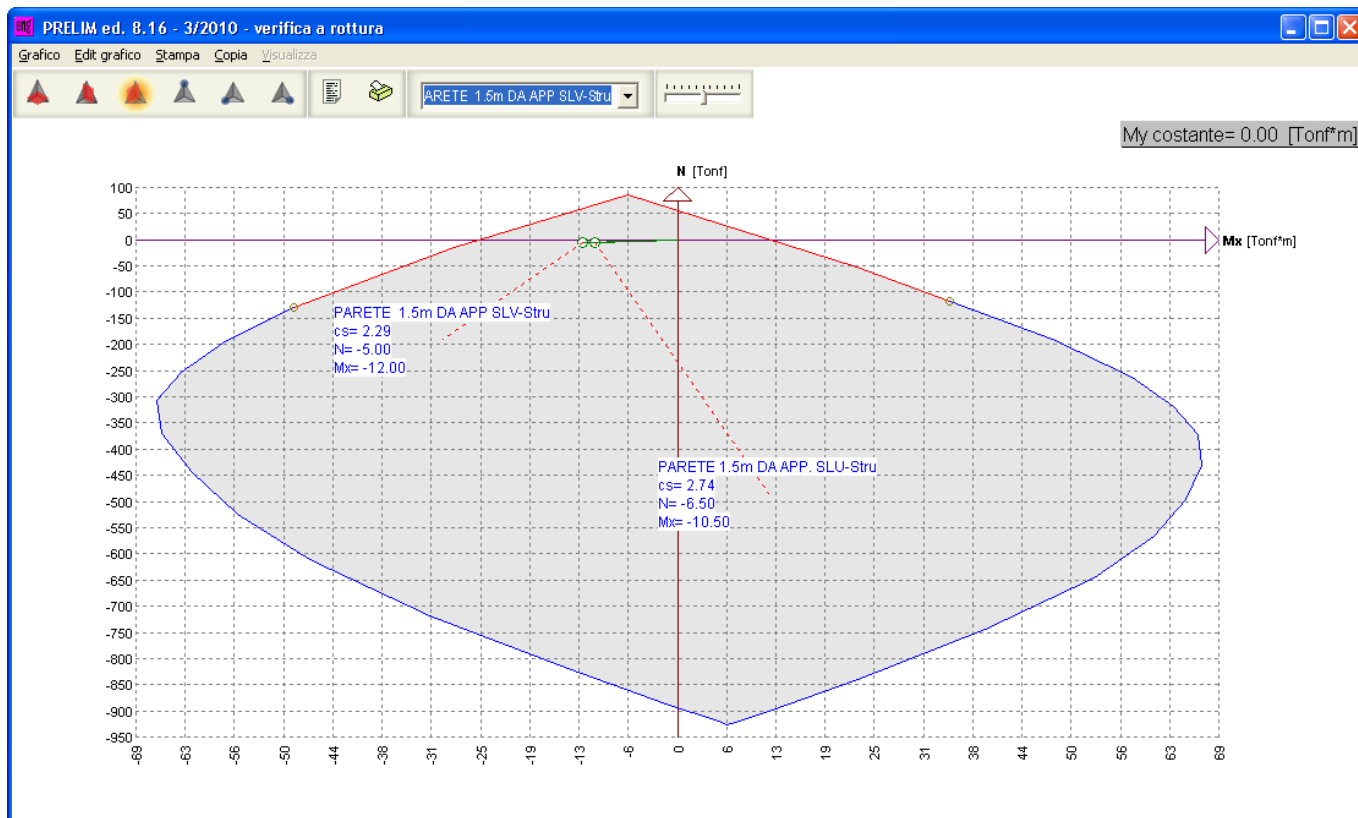


Copriferro armatura compressa (cm)

$5.0 + 2.0/2 = 6.0 \text{ cm}$

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.





7.10.4 Verifica a taglio

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione flessionale e il rispettivo sforzo normale.

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti nel caso di sezioni senza specifica armatura a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

7.10.4.1 Soletta inferiore

Taglio max (filo parete): $T_{max} = 226$ kN (combinazione SLU)

V_{Ed}	93.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}		kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
A_{sl}	4060.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.009		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.6594		<2
v_{min}	0.4032		
	270.10	kN	
	185.49	kN	
V_{Rd}	270.10	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

7.10.4.2 Parete – sezione appoggio al piede

Taglio max (filo soletta): $T_{max} = 191$ kN (combinazione SLU)



V_{Ed}	191.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 61d20$	4521.16	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.010		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6594		<2
v_{min}	0.3733		
	265.94	kN	
	171.73	kN	
V_{Rd}	265.94	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

7.10.4.1 Parete – sezione 1.5m dal piede

Taglio max (filo soletta): $T_{max} = 60$ kN (combinazione SLU)

V_{Ed}	60.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	500	mm	
d	460	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 61d20$	1507.20	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.003		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6594		<2
v_{min}	0.3733		
	184.40	kN	
	171.73	kN	
V_{Rd}	184.40	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .



7.10.5 Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limiti di esercizio, sia di fessurazione che delle tensioni, vengono riportate in apposite tabelle. Nelle verifiche a fessurazione se la tensione di trazione nel cls risulta maggiore della tensione nominale di trazione $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$ viene effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

7.10.5.1 Soletta di Base

Soletta di Base. Appoggio al piedritto, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Appoggio al piede		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30+1F24/15		
	40.600		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
$R_{ck} =$	30		
$\sigma_{c,amm} =$	-9.750		
$\tau_{c,0} =$	0.600		
$\sigma_{a,amm} =$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-162.000	-159.000	-150.000
M (kNm)	255.000	247.000	224.000
x (cm)	18.746	18.768	18.836
σ_c (N/mm ²)	-7.246	-7.022	-6.378
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	146.427	141.610	127.803
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist.media a traz.semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist.caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		26.49	26.49
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		55'524	55'524
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		121.58	121.58
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		4.17	3.77



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.40	2.40
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		247.000	224.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-159.000	-150.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.00644	-0.00670
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		18.768	18.836
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-7.022	-6.378
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		141.610	127.803
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		154.306	154.718
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		88.467	88.274
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		10.0	10.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		4.17	3.77
σ_2 (N/mm ²)		-5.29	-4.81
Coefficiente k_3		0.125	0.125
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		10.0	10.0
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		15.6	15.6
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		156.2	155.8
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		4.06	4.06
Distanza media fra due fessure attigue, s_{rm} (cm)		16.62	16.61
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.001	0.000
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.153	0.131



Soletta di Base in mezzeria, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Mezzeria		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm^2)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm^2)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm^2)	1F20/30		
	10.467		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck}	35		
$\sigma_{c,amm}$	-9.750		
$\tau_{c,0}$	0.600		
$\sigma_{a,amm}$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-162.000	-159.000	-150.000
M (kNm)	139.300	132.700	113.200
x (cm)	20.157	20.254	20.601
σ_c (N/mm^2)	-4.072	-3.886	-3.336
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm^2)	72.253	68.347	56.832
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm^2)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm^2)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm^2)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		26.49	26.49
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm^3)		55'524	55'524
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		134.74	134.74
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm^2)		2.11	1.78



7.10.5.2 Parete verticale

Parete verticale. Sezione in corrispondenza della soletta inferiore, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	PIEDRITTO		
	Appoggio al piede		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F24/10		
	45.200		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1F16/30		
	6.667		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-69.000	-69.000	-69.000
M (kNm)	235.000	228.000	206.000
x (cm)	18.850	18.873	18.958
σ_c (N/mm ²)	-6.506	-6.316	-5.719
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	130.197	126.121	113.310
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	3	3	3
Sezione di riferimento	3	3	3
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		26.90	26.90
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		56'350	56'350
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		136.75	136.75
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		3.93	3.54



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.40	2.40
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		228.000	206.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-69.000	-69.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.00303	-0.00335
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		18.873	18.958
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-6.316	-5.719
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		126.121	113.310
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		167.745	168.291
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		92.790	92.568
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		10.0	10.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		3.93	3.54
σ_2 (N/mm ²)		-4.83	-4.38
Coefficiente k_3		0.125	0.125
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		10.0	10.0
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		15.6	15.5
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		155.6	155.2
Area armature poste in A_{eff} , A_s (cm ²)		4.52	4.52
Distanza media fra due fessure attigue, s_{rm} (cm)		16.13	16.12
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.000	0.000
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.120	0.099



Parete ad 1.5m dal piede, combinazione SLE-STRU

VERIFICA A FLESSIONE	PIEDRITTO		
	Sezione ad x=1.50m		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	50.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/30		
	10.467		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F16/30		
	6.667		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	35		
$\sigma_{c,amm}$ =	-11.000		
$\tau_{c,0}$ =	0.667		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-50.200	-50.200	-50.200
M (kNm)	79.000	76.000	65.000
x (cm)	11.111	11.160	11.379
σ_c (N/mm ²)	-3.668	-3.530	-3.021
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	162.878	155.811	129.908
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	4	4	4
Sezione di riferimento	4	4	4
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist.media a traz.semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist.caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		25.21	25.21
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		45'746	45'746
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		111.01	111.01
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.57	1.33



Doc. N.
1.3 Relazione Calcolo Opere Civili_2011.doc

REV.
1

FOGLIO
211 di 261

7.11 VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

Poiché la vasca in oggetto con struttura portante ad U in oggetto è strutturalmente collegata alla vasca di adduzione scatolare, la verifica al galleggiamento non risulta significativa.



8 MANUFATTO DI SOSTEGNO TUBAZIONI IN SOMMITA' ARGINALE

8.1 PREMESSA

La sommità arginale è prevista carrabile, consentendo il traffico pesante: a protezione delle tubature che scavalcano l'argine verrà realizzato un piccolo manufatto scatolare in c.a. gettato in opera costituito da due canne (una per ciascuna tubatura). La soletta superiore del manufatto è prevista anch'essa in c.a. ma prefabbricata e removibile, in modo da consentire eventuali ispezioni alle tubazioni. Essa viene dimensionata in modo tale da sostenere il traffico di ponti di II Categoria.

Per non gravare eccessivamente sul rilevato arginale, nonché per contenere entro valori accettabili eventuali cedimenti, il manufatto poggerà su micropali.

8.2 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adottano criteri probabilistici, effettuando il dimensionamento e le verifiche attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = F_k \times \gamma_F$$

Dove γ_M e γ_F sono i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente per i materiali e per le azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

8.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la disuguaglianza (p.to 6.2.3.1 del D.M. 14 gennaio 2008):

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione



$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

8.5 METODI DI ANALISI

L'analisi strutturale (p.to 4.1.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008), volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che di esercizio, è effettuata adottando il metodo dell'analisi elastica lineare. In particolare, per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità del calcestruzzo.

8.6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

8.6.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il p.to 4.1.2.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame. Il valore di resistenza di calcolo del calcestruzzo è ridotto di un coefficiente α_{cc} pari a 0.85 che considera l'influenza degli effetti viscosi del calcestruzzo per le resistenze di lunga durata.



8.6.2 Verifiche a flessione

Per le verifiche di resistenza a flessione, si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.2 del DM 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza vengono eseguite nella sezione di massimo momento in campata e nelle sezioni di incastro trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

8.6.3 Verifiche a taglio

Per le verifiche di resistenza a taglio si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.3 del D.M. 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza vengono eseguite nelle sezioni di incastro e trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

8.7 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.7.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Le tensioni massime del calcestruzzo e delle barre d'armatura in condizioni di esercizio devono risultare inferiori ai valori massimi consentiti.

- Calcestruzzo:
 $\sigma_c < 0.6 \times f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
 $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.
- Acciaio:
 $\sigma_s < 0.8 \times f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

8.7.2 Verifica di fessurazione

In conformità con quanto riportato al p.to 4.1.2.2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$



- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato con riferimento alle Classi di esposizione nella tabella di seguito riportata:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Alle armature sensibili appartengono gli acciai da precompressione mentre alle armature poco sensibili gli acciai ordinari.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	Decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	Formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica allo stato limite di fessurazione



- *Stato limite di decompressione.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione o al più uguale a 0;
- *Stato limite di formazione delle fessure.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale della fibra più sollecitata, calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, è minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, con $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$ per calcestruzzo di classe inferiore al C50/60.
- *Stato limite di apertura delle fessure.* Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 . Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media della barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. In particolare è possibile adottare il criterio esposto al p.to C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 equivalente alla procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

Nel caso in cui, invece, le verifiche siano condotte secondo quanto indicato dall'Eurocodice 2-1, le espressioni proposte non possono essere applicate nell'ambito delle NTC, in quanto la valutazione dell'apertura delle fessure secondo EC2-1 prevede il calcolo dell'interasse massimo e non di quello medio. In tal caso il valore di calcolo dell'ampiezza è assunto pari al valore massimo (p.to C4.1.2.2.4.6 Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

La verifica dell'ampiezza delle fessure può essere condotta anche senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico permanente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (tabella C4.1.III Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

8.8 SOLETTA SUPERIORE

Si segue il calcolo per un elemento di larghezza unitaria, infatti la soletta viene previsto sia realizzata con elementi prefabbricati di larghezza $B=1.0m$.

Carichi permanenti

Peso proprio (G_1): $0.24 \times 2.5 = 0.60$ t/mq

Permanente portato (G_1): $0.06 \times 2.0 = 0.12$ t/mq

Carichi accidentali



Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo q_1 (carichi mobili più gravosi) definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali, nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

Carico di progetto : $Q_1 = 15.0$ t (una ruota del tandem)
: $q_1 = 0.90$ t/m (carico uniformemente distribuito)

Base collaborante trasversale: $B_t = 1.0$ m

Schema di calcolo: trave in semplice appoggio soggetta ad un q uniforme+ una forza concentrata P (in mezzzeria per le verifiche a flessione, verso l'appoggio per le verifiche a taglio).

$$l = 1.85 + (0.075 + 0.15)/2 = 1.97 \text{ m}$$

8.8.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

Combinazioni per la verifica allo SLU

Le combinazioni di carico allo SLU di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.



Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

- **Combinazione fondamentale SLU:**

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

$$\gamma_{G1} = 1.35$$

$$\gamma_{G2} = 1.50$$

$$\gamma_{Q1} = 1.35$$

Si ha quindi che:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot l^2 / 8 + 1.35 \cdot (Q_1 \cdot l / 4 + q_1 \cdot l^2 / 8) = \\ &= (1.35 \cdot 0.60 + 1.5 \cdot 0.12) \cdot 1.97^2 / 8 + 1.35 \cdot (15.0 \cdot 1.97 / 4 + 0.9 \cdot 1.97^2 / 8) = \\ &= 0.48 + 10.56 = 11.04 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot l / 2 + 1.35 \cdot (Q_1 + q_1 \cdot l / 2) = (1.35 \cdot 0.60 + 1.5 \cdot 0.12) \cdot 1.97 / 2 + 1.35 \cdot (15.0 + 0.9 \cdot 1.97 / 2) = \\ &= 0.98 + 21.45 = 22.43 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione caratteristica:**

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Si ha quindi che:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (G_1 + G_2) \cdot l^2 / 8 + (Q_1 \cdot l / 4 + q_1 \cdot l^2 / 8) = \\ &= (0.60 + 0.12) \cdot 1.97^2 / 8 + (15.0 \cdot 1.97 / 4 + 0.9 \cdot 1.97^2 / 8) = \\ &= 0.35 + 7.82 = 8.17 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

- **Combinazione frequente:**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

$$\psi_{11} = 0.75$$

Si ha quindi che:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot l^2 / 8 + 0.75 \cdot (Q_1 \cdot l / 4 + q_1 \cdot l^2 / 8) = \\ &= (0.60 + 0.12) \cdot 1.97^2 / 8 + 0.75 \cdot (15.0 \cdot 1.97 / 4 + 0.9 \cdot 1.97^2 / 8) = \\ &= 0.35 + 5.87 = 6.22 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

- **Combinazione quasi permanente:**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

$$\psi_{21} = 0$$



Si ha quindi che:

$$M_{\max} = (G_1 + G_2) \cdot l^2 / 8 =$$

$$= (0.60 + 0.12) \cdot 1.97^2 / 8 = 0.35 \text{ tm/m}$$

8.8.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU

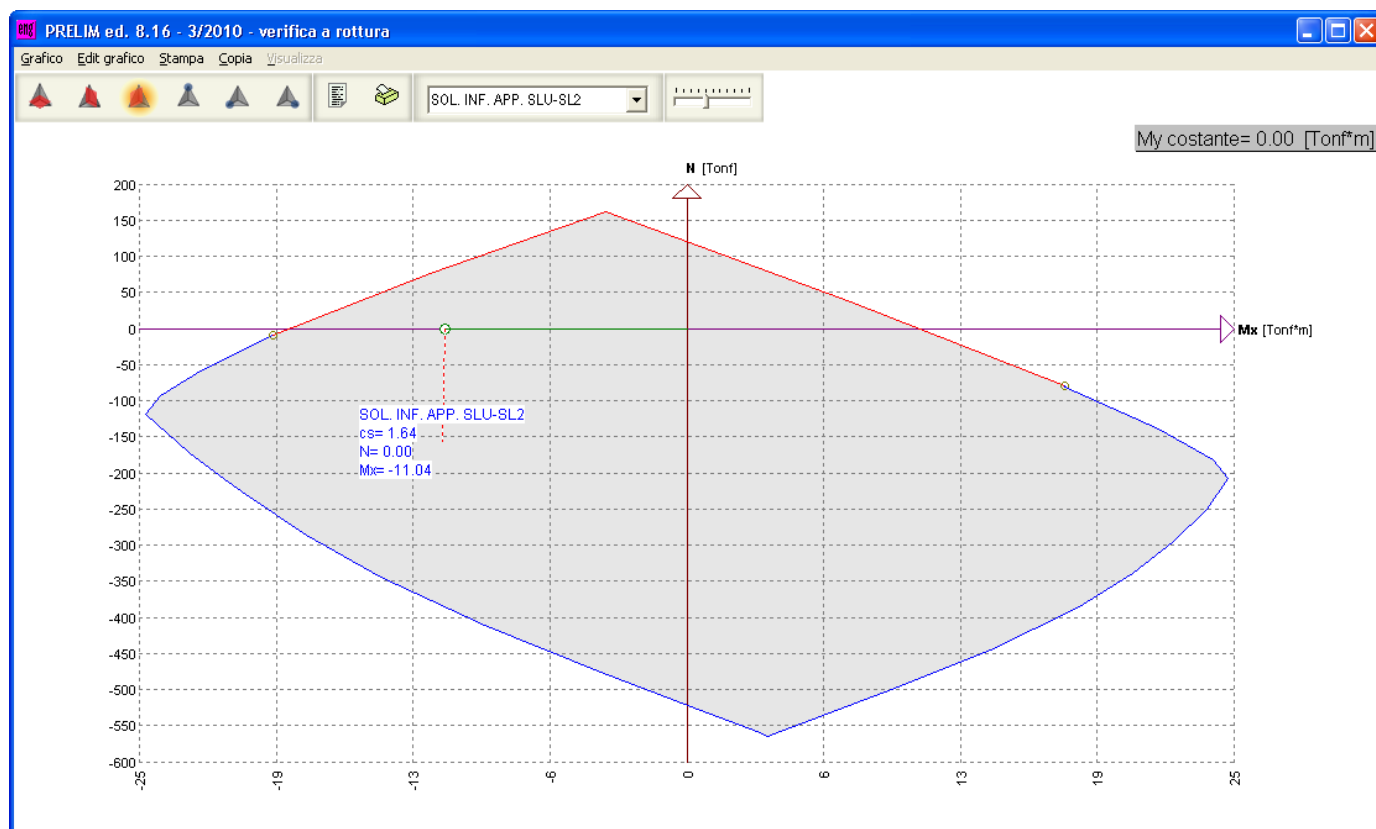
8.8.2.1 Soletta

Caratteristiche geometriche della sezione in mezzzeria

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	24
Armatura tesa	13Φ16 ($A_s' = 26.13 \text{ cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	$3.0 + 1.6/2 = 5.8 \text{ cm}$
Armatura compressa	13Φ12 ($A_s' = 14.56 \text{ cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	$3.0 + 1.2/2 = 5.6 \text{ cm}$

verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.





8.8.3 Verifica a taglio

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione tagliante.

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti nel caso di sezioni con specifica armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Armatura a taglio presente: staffe 1+1 ϕ 10/10"

V_{rd}	=	580.60	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	224.30	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	580.60	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	598.95	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	403.13	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	21.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	314	mm ²	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n°braccia staffe
s	=	10	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta.



8.8.4 Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limiti di esercizio, sia di fessurazione che delle tensioni, vengono riportate in apposite tabelle considerando le sollecitazioni più gravose le due condizioni limiti considerate.

Nelle verifiche a fessurazione se la tensione di trazione nel cls risulta maggiore della tensione nominale di trazione $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$ viene effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Appoggio al piedritto. SLE-Stru		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	24.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	13F16		
	26.000		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	3.800		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	13F12		
	14.700		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	3.600		
n	15		
$R_{ck} =$	35		
$\sigma_{c,amm} =$	-11.000		
$\tau_{c,0} =$	0.667		
$\sigma_{a,amm} =$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	0.000	0.000	0.000
M (kNm)	81.700	62.200	3.500
x (cm)	8.411	8.411	8.411
σ_c (N/mm ²)	-8.683	-6.610	-0.372
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	182.558	138.985	7.821
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.89	2.89
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.43	2.43
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		12.45	12.45
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		13'536	13'536
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		32.85	32.85
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		4.60	0.26



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		3.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		3.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		1.60	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		62.200	3.500
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		0.000	0.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		0.00000	
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		8.411	
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-6.610	
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		138.985	
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		39.105	
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		87.380	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		8.0	8.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		4.60	
σ_2 (N/mm ²)		-4.95	
Coefficiente k_3		0.125	
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		8.0	
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		7.8	
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		62.4	
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		2.01	2.01
Distanza media fra due fessure attigue, s_m (cm)		10.08	
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ϵ_{sm}		0.001	
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.091	

La verifica risulta soddisfatta.



8.9 CARICHI SUI MICROPALI

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" secondo la combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

$$\gamma_{G1} = 1.00$$

$$\gamma_{G2} = 1.30$$

$$\gamma_{Q1} = 1.15$$

Per quanto riguarda il manufatto di sostegno alle tubazioni ed il terreno che grava su di esso si esegue il calcolo per una striscia di larghezza pari a 2.85m (corrispondente all'interasse longitudinale dei micropali; su tale interasse sono presenti n°4 micropali, mentre complessivamente ne sono presenti n°20).

8.9.1 Pesì propri

$$\text{-Peso soletta} = 0.2 \cdot 4.60 \cdot 2.85 \cdot 2.5 = 7.86 \text{ t/4} = 1.96 \text{ t/micropalo}$$

-Peso manufatto:

$$\text{Base} = 0.50 \cdot 5.40 \cdot 2.85 \cdot 2.5 = 19.23 \text{ t}$$

$$\text{Pareti} = 3 \cdot (1.10 \cdot 0.30 \cdot 2.85 \cdot 2.5) = 7.05 \text{ t}$$

$$\text{Peso tot.} = 26.28 \text{ t/4} = 6.57 \text{ t/micropalo}$$

$$\text{-Peso terreno} = 2 \cdot 0.40 \cdot 1.40 \cdot 2.85 \cdot 1.9 = 6.06 \text{ t/4} = 1.50 \text{ t/micropalo}$$

$$\text{-Totale pesì propri} = 14.03 \text{ t/micropalo}$$

8.9.2 Carichi permanenti portati

$$\text{-Peso permanente portato} = 0.06 \cdot 4.60 \cdot 2.85 \cdot 2.0 = 1.57 \text{ t/4} = 0.40 \text{ t/micropalo}$$

Le fondazioni dei tubi che convogliano l'acqua delle pompe vengono dimensionate in base al peso dell'acqua contenuta ed in base agli sforzi che l'andamento altimetrico determina anche in condizioni statiche (depressioni nel sifone) ed in base agli effetti dinamici dell'acqua in movimento, a causa dei cambiamenti planoaltimetrici di direzione.

Si esamina il blocco di condotta che compete al manufatto di sostegno alle tubazioni, notando innanzitutto il dislivello fra centro della sezione nel tratto orizzontale del sifone e sezione di sbocco: esso risulta $\Delta h = 5.50\text{m}$. Il diametro delle tubature è pari a 1.0m (area = 0.785m^2), per uno spessore di 2.0cm; le tubature di monte sono inclinate di $\alpha = 45^\circ$ rispetto all'orizzontale. Si fa pertanto riferimento ad una depressione di 5.5t/m^2 il che comporta una forza totale verso il basso pari a:

$$\text{- } F = 2 \cdot 5.50 \cdot 0.785 \cdot \sin 45 = 6.1 \text{ t}$$

A tale forza si aggiunge il peso dell'acqua contenuta e dell'acciaio del tubo, così valutabili a metro:

$$\text{Acqua: } 0.785 \cdot 1.00 = 0.785 \text{ t/m}$$

$$\text{Tubo: } 3.14 \cdot 1.0 \cdot 0.02 \cdot 7.85 = 0.500 \text{ t/m}$$



Totale = 1.285 t/m

Complessivamente, quindi, visto lo sviluppo della parte di tubatura di pertinenza al manufatto (pari a circa 21.75m per ognuno dei due tubi), si ha:

Effetto della depressione: $6.1/4 = 1.52 \text{ t/micropalo}$

Effetto del peso: $2 \cdot 1.285 \cdot 21.75 = 55.89 \text{ t}/20 = 2.78 \text{ t/micropalo}$

-Totale = 4.30 t/micropalo

8.9.3 Carichi mobili

Vengono considerate 2 colonne di carichi mobili:

- la prima colonna costituita da due assi del peso di 30 t $Q_{1,a}$ e da un carico distribuito di 0.9 t/m $q_{1,a}$;
- la seconda colonna costituita da due assi del peso di 20 t $Q_{1,b}$ e da un carico distribuito di 0.25 t/m $q_{1,b}$;

-Peso = $(2 \cdot 30 + 0.9 \cdot 3.0 \cdot 4.60 + 2 \cdot 20 + 0.25 \cdot 3.0 \cdot 4.60) / 20 = 5.80 \text{ t/micropalo}$

In definitiva:

Pesi propri: $14.03 \text{ t/micropalo}$

Carichi permanenti: $0.40 + 4.30 = 14.73 \text{ t/micropalo}$

Carichi mobili = 5.80 t/micropalo

8.9.4 Carico totale a micropalo – approccio 1 – combinazione 2

$Q_{tot} = 1 \cdot 14.03 + 1.30 \cdot 14.73 + 1.15 \cdot 5.80 = 39.85 \text{ t/micropalo}$

8.9.5 Verifiche di resistenza

Diametro micropalo = 88.9 cm

Spessore : s = 1.0 cm

Area armatura: A = 24.8 cm^2

$\sigma_{media} = Q_{tot} / A = 39.85 / 24.8 = 1606.8 \text{ kg/cm}^2 (< f_{yd} = 3550 / 1.05 = 3381 \text{ kg/cm}^2)$

8.9.6 PORTANZA DEI MICROPALI

Diametro di perforazione: $\phi_{perf} = 16.0 \text{ cm}$

Lunghezza totale dei palo: $L_{tot} = 16.0 \text{ m}$

Ai fini della determinazione della portanza si trascura il contributo resistente prodotto dai primi tre metri di terreno.

$L_{eff} = 16.0 - 3.0 = 13.0 \text{ m}$

Il calcolo viene effettuato con i criteri illustrati nella nota di letteratura tecnica relativa ai micropali del Prof. Bustamante.

Per la simbologia adottata si fa riferimento ai grafici riportati in Allegato 7, cui si rimanda.

Coefficiente per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un micropalo iniettato:



$\alpha \cong 1.1$ (valore tabellato, vedi tabella 4)

da cui dividendolo per il coefficiente parziale $\gamma_m = 1.25$ (M2) si ottiene:

$$\alpha' \cong 1.2/1.25 = 0.96$$

Attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale del bulbo:

$$q_s = 10.0 \text{ t/m}^2 \text{ (valore tabellato, vedi grafico 7-6)}$$

Attrito limite lungo la sigillatura:

$$R_k = q_s * 3.14 * (\alpha' * \phi_{\text{perf}}) * L_{\text{eff}} = 10.0 * 3.14 * 0.96 * 0.16 * 13.0 = 62.69 \text{ t}$$

Dividendo il vettore caratteristico di portanza per il coefficiente $\gamma_R = 1.45$ (laterale in compressione) si ottiene il valore di progetto R_d :

$$R_d = R_k / \gamma_R = 62.69 / 1.45 = 42.24 \text{ t} (> P_{\text{progetto}} (Q_{\text{tot}}) = 39.85 \text{ t})$$



8.10 PLINTI DI SOSTEGNO ALLE TUBAZIONI

I carichi significativi sono i seguenti: peso dell'acqua contenuta e del tubo (pari a circa 1.285 t/m per una lunghezza di influenza di circa 23.8m complessiva per i due tubi), effetto dinamico per la velocità in fase di funzionamento (prudenzialmente assunta pari a $v=3.0\text{m/sec}$, inclinazione del tubo sull'orizzontale: $\alpha = 35^\circ$) e peso del blocco stesso.

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" secondo la combinazione 2 \rightarrow (A2+M2+R2) \rightarrow GEO (carico limite)

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

$$\gamma_{G1} = 1.00$$

$$\gamma_{G2} = 1.30$$

$$\gamma_{Q1} = 1.15$$

8.10.1 Pesi propri

$$\text{Peso del blocco: } (5.50 \cdot 1.60 - (3.14 \cdot (0.51)^2)) \cdot 2.0 \cdot 2.5 = 40.00 \text{ t}$$

8.10.2 Carichi permanenti portati

$$\text{Peso dei tubi e dell'acqua: } 1.285 \cdot 23.8 = 30.58 \text{ t}$$

$$\text{Effetto dinamico: } n_{\text{tubi}} \cdot v^2 / (2 \cdot g) \cdot \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha = 2 \cdot 3.0^2 / (2 \cdot 9.81) \cdot 1.0 \cdot 0.785 \cdot \sin 35 = 0.40 \text{ t}$$

8.10.3 Carico totale a micropalo – approccio 1 – combinazione 2

$$Q_{\text{tot}} = 1 \cdot 40 + 1.30 \cdot (30.58 + 0.40) = 80.27$$

Carico medio sugli 8 pali di fondazione:

$$Q_{\text{micr}} = Q_{\text{tot}} / n^\circ \text{ micropali} = 80.27 / 8 \cong 10.04 \text{ t/micropalo}$$

8.10.4 PORTANZA DEI MICROPALI

$$\text{Diametro di perforazione: } \phi_{\text{perf}} = 16.0 \text{ cm}$$

$$\text{Lunghezza totale del palo: } L_{\text{tot}} = L_{\text{eff}} = 9.0 \text{ m}$$

Il calcolo viene effettuato con i criteri illustrati nella nota di letteratura tecnica relativa ai micropali del Prof. Bustamante.

Per la simbologia adottata si fa riferimento ai grafici riportati in Allegato 7, cui si rimanda.

Coefficiente per il calcolo del diametro medio della sigillatura di un micropalo iniettato:

$$\alpha \cong 1.2 \text{ (valore tabellato, vedi tabella 4)}$$

da cui dividendolo per il coefficiente parziale $\gamma_m = 1.25$ (M2) si ottiene:

$$\alpha' \cong 1.2 / 1.25 = 0.96$$



Attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale del bulbo:

$$q_s = 10.0 \text{ t/m}^2 \text{ (valore tabellato, vedi grafico 7-6)}$$

Attrito limite lungo la sigillatura:

$$R_k = q_s \cdot 3.14 \cdot (\alpha \cdot \phi_{\text{perfor}}) \cdot L_{\text{eff}} = 10.0 \cdot 3.14 \cdot 0.96 \cdot 0.16 \cdot 9 = 43.40 \text{ t}$$

Dividendo il vettore caratteristico di portanza per il coefficiente $\gamma_R = 1.45$ (laterale in compressione) si ottiene il valore di progetto R_d :

$$R_d = R_k / \gamma_R = 43.40 / 1.45 = 29.93 \text{ t} (> P_{\text{progetto}} (Q_{\text{tot}}) = 10.04 \text{ t})$$

8.10.5 Verifiche di resistenza

Diametro micropalo = 10.4 cm

Spessore : s = 1.0 cm

Area armatura: A = 24.8 cm²

Modulo di resistenza armatura: $W_1 = 44.1 \text{ cm}^3$

Sollecitazioni

Per il calcolo delle sollecitazioni sui micropali si considera anche il contributo F_t relativo al cambiamento di direzione dell'acqua all'interno dei tubi, il quale genera un'azione tagliente in testa al palo e quindi, essendo questa incastrata nel plinto, anche un'azione flessionale.

Spinta dinamica dell'acqua:

$$F_a = v^2 / (2 \cdot g) \cdot \gamma \cdot A = 3.0^2 / (2 \cdot 9.81) \cdot 1.0 \cdot 0.785 = 0.36 \text{ t}$$

Angolo di deviazione della condotta: $2\alpha = 40^\circ$

Componente trasversale:

$$F_t = 2 \cdot F_a \cdot \sin \alpha = 0.246 \text{ t/tubo}$$

Numero tubature: $n_t = 2$

Numero di pali nel plinto: $n_p = 8$

Azione tagliente in testa a ciascun palo: $T_1 = 2 \cdot F_t / 8 = 0.0615 \text{ t/micropalo}$

Coefficiente di sottofondo del suolo alla Winkler: $k = 2 \text{ kg/cm}^3$

Diametro del palo: $\phi = 8.89 \text{ cm}$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J_p = 196 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = (k \cdot \phi / 4 \cdot E \cdot J_p)^{1/4} = 1.0 \text{ m}^{-1}$$

$$M_1 = 1.3 \cdot T_1 / 2\alpha = 0.040 \text{ tm/micropalo}$$

L'incremento/decremento di carico sui pali prodotto da F_t è del tutto trascurabile.

Verifiche

$$\sigma_N = P / A = 10040 / 24.8 = 404.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{M1} = M_1 / W_1 = 4000 / 44.1 = 90.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tot}} = P / A + M_1 / W_1 = 495.54 \text{ kg/cm}^2 (< f_{yd} = 3550 / 1.05 = 3381 \text{ kg/cm}^2)$$



9 IMBOCCHI DI MONTE

9.1 PREMESSA

Per consentire le normali ed indispensabili operazioni di pulizia delle griglie poste all'imbocco, e quindi per garantire il normale funzionamento delle pompe durante gli eventi di piena, è previsto lo spostamento sul fronte della chiavica delle luci di ingresso alle due camere di aspirazione pompe (attualmente collocate parallelamente al colatore) ed il posizionamento di due nuove griglie di protezione inclinate. Tali griglie saranno completate, in sommità, da convenienti piani di lavoro per le operazioni di diserbo manuale.

La larghezza e lo spessore della soletta del piano di lavoro saranno tali da consentire in futuro il piazzamento di un sistema di pulizia meccanizzato. La sommità del piano di lavoro è prevista a quota 38.40m: pari all'incirca al livello raggiunto a monte dal Riglio durante la piena eccezionale del 2000. Tale soletta esternamente poggia sul diaframma di monte tramite tre tasche poste a passo $i=1.50m$, internamente poggia in parte sulla fasciatura esistente della chiavica (tramite un'ulteriore tasca) ed in parte in modo continuo su una parete di c.a. di nuova realizzazione. La soletta inferiore (posta a quota 33.16m) esternamente viene ancorata ai diaframmi di monte tramite chiodature, mentre internamente viene solidarizzata alla platea esistente previa demolizione della zona di bordo, scoprimento delle armature esistenti, successiva saldatura delle rispettive armature e ricostruzione del getto con EMACO.

Le principali caratteristiche geometriche sono le seguenti:

Luce netta interna della soletta superiore: $L=2.80m/3.10m$ (direzione normale alla corrente)

Altezza netta interna: $H = 4.84m$

Spessore parete: $0.40m$

Spessore soletta superiore: $0.40 m$

Spessore soletta inferiore: $0.60 m$

Larghezza complessiva soletta superiore $\cong 3.0m$ (direzione parallela alla corrente)

Larghezza complessiva soletta inferiore $\cong 11.0m$ (direzione parallela alla corrente)

9.2 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

9.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adottano criteri probabilistici, effettuando il dimensionamento e le verifiche attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.



La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = F_k \times \gamma_F$$

Dove γ_M e γ_F sono i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente per i materiali e per le azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

9.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la disuguaglianza (p.to 6.2.3.1 del D.M. 14 gennaio 2008):

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.



Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Non si riportano le verifiche di tipo GEO perché non significative nel caso in oggetto.

9.5 METODI DI ANALISI

L'analisi strutturale (p.to 4.1.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008), volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che di esercizio, è effettuata adottando il metodo dell'analisi elastica lineare. In particolare, per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi sono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità del calcestruzzo.

9.6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

9.6.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il p.to 4.1.2.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame. Il valore di resistenza di calcolo del calcestruzzo è ridotto di un coefficiente α_{cc} pari a 0.85 che considera l'influenza degli effetti viscosi del calcestruzzo per le resistenze di lunga durata.

9.6.2 Verifiche a flessione

Per le verifiche di resistenza a flessione, si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.2 del DM 14/01/2008.

Le verifiche di resistenza vengono eseguite nella sezione di massimo momento in campata e nelle sezioni di incastro trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.

9.6.3 Verifiche a taglio

Per le verifiche di resistenza a taglio si utilizzano i metodi descritti nel paragrafo 4.1.2.1.3 del D.M. 14/01/2008. Le verifiche di resistenza vengono eseguite nelle sezioni di incastro e trascurando nelle solette l'eventuale presenza di azione assiale di compressione.



9.7 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

9.7.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Le tensioni massime del calcestruzzo e delle barre d'armatura in condizioni di esercizio devono risultare inferiori ai valori massimi consentiti.

- Calcestruzzo:
 $\sigma_c < 0.6 \times f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
 $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.
- Acciaio:
 $\sigma_s < 0.8 \times f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

9.7.2 Verifica di fessurazione

In conformità con quanto riportato al p.to 4.1.2.2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Condizioni ambientali



Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato con riferimento alle Classi di esposizione nella tabella di seguito riportata:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Alle armature sensibili appartengono gli acciai da precompressione mentre alle armature poco sensibili gli acciai ordinari.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	Decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	Formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica allo stato limite di fessurazione

- *Stato limite di decompressione.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione o al più uguale a 0;
- *Stato limite di formazione delle fessure.* Per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale della fibra più sollecitata, calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata, è minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, con $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$ per calcestruzzo di classe inferiore al C50/60.
- *Stato limite di apertura delle fessure.* Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 . Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media della barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :



$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. In particolare è possibile adottare il criterio esposto al p.to C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 equivalente alla procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

Nel caso in cui, invece, le verifiche siano condotte secondo quanto indicato dall'Eurocodice 2-1, le espressioni proposte non possono essere applicate nell'ambito delle NTC, in quanto la valutazione dell'apertura delle fessure secondo EC2-1 prevede il calcolo dell'interasse massimo e non di quello medio. In tal caso il valore di calcolo dell'ampiezza è assunto pari al valore massimo (p.to C4.1.2.2.4.6 Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

La verifica dell'ampiezza delle fessure può essere condotta anche senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico permanente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (tabella C4.1.III Circ. 2 febbraio 2009 n.617)

9.8 SCHEMA STATICO

Il calcolo viene condotto per una striscia di larghezza unitaria, facendo ricorso, tramite l'impiego del programma ENG, ad un modello ad elementi finiti. La sezione trasversale viene schematizzata con una serie di elementi finiti tipo "beam", come mostrano le figure riportate in seguito.

Ai fini della valutazione della interazione terreno-struttura, il terreno sottostante il fondo della struttura di fondazione viene schematizzato con una serie di molle (elementi "boundary" estensionali) di opportuna rigidità, secondo la teoria di Winkler. Tramite questa schematizzazione del terreno di fondazione con "boundary", si possono valutare sia le caratteristiche di sollecitazione all'interno della soletta di fondazione, sia la reazione del terreno.

Viste le caratteristiche del terreno, il coefficiente k di Winkler si assume col seguente valore: $k = 2.00 \text{ kg/cm}^3$
Vengono prese in considerazione due situazioni limite:

- 1) Assenza di collegamento tra la nuova soletta di fondazione e, sia la soletta di fondazione esistente, che il diaframma di monte.
- 2) Completa solidarizzazione tra la nuova soletta di fondazione e la soletta esistente e l'appoggio della nuova fondazione al diaframma di monte.

Per entrambe le situazioni limite vengono riportate le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE).

Nella presente relazione non si riportano le analisi SLV poiché non risultano essere significative; le verifiche più gravose risultano infatti quelle SLU.

Si riporta di seguito lo schema del modello implementato.

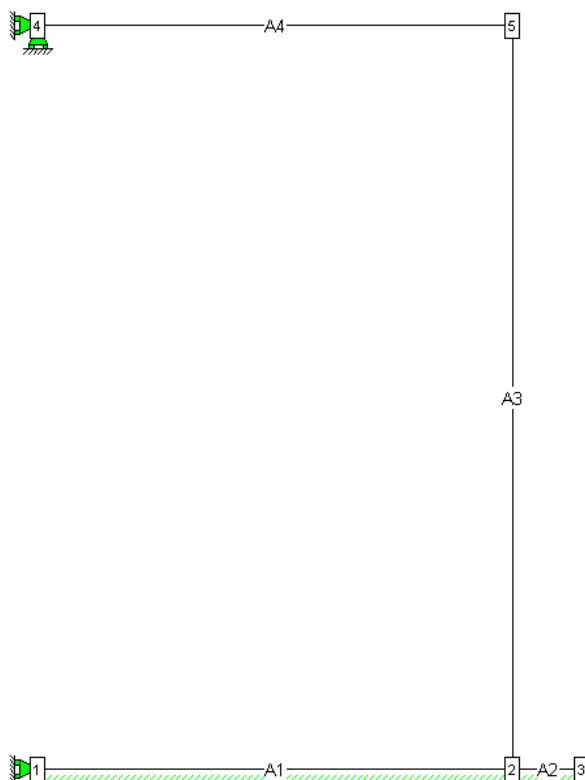


Figura 9-1: Modello implementato agli elementi finiti – situazione limite tipo 1

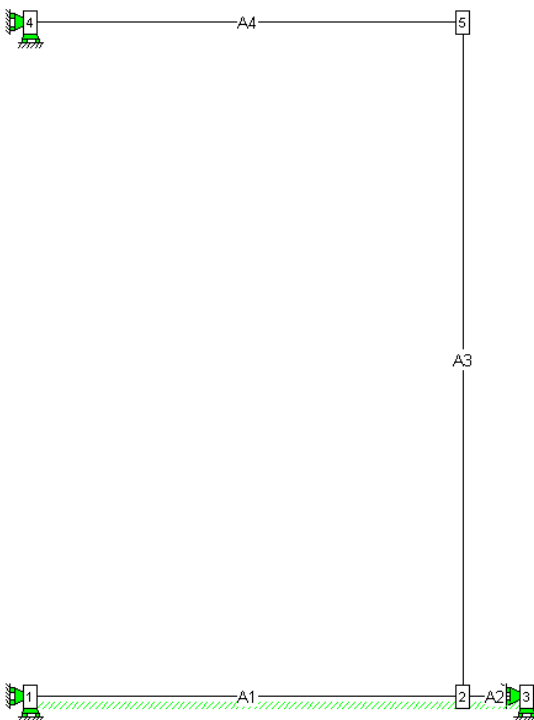


Figura 9-2: Modello implementato agli elementi finiti – situazione limite tipo 2



9.9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

Combinazioni per la verifica allo SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi per l'opera in progetto devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1".

- combinazione 1 \rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow STR
- combinazione 2 \rightarrow (A2+M2+R2) \rightarrow GEO (carico limite)

Nel caso in esame sono state effettuate le verifiche in riferimento alla sola combinazione 1 in quanto più gravosa.

Le combinazioni di carico di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Le verifiche di tipo GEO ed EQU devono essere effettuate considerando inoltre i coefficienti di sicurezza sui materiali riportati in tabella 6.2.II delle N.T.C. e i coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze riportati in tabella 6.4.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali $G_1 + G_2$.



Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE di tipo STR devono essere effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione caratteristica:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

9.9.1 Combinazione 1 (verifiche STRU – SLU e SLE)

Come detto nel paragrafo 9.8 è stato implementato un modello di calcolo per le verifiche SLU e SLE di tipo strutturale (STRU) utilizzando l'approccio 1 della combinazione 1 (A1+M1+R1);

Di seguito si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza SLU e SLE.

Carichi Permanenti

Soletta Superiore

$$\text{Peso proprio} : 0.40 \cdot 2.500 = 1.00 \text{ t/m}^2$$

Parete

$$\text{Peso proprio} : 0.40 \cdot 2.500 = 1.00 \text{ t/m}^2$$

Soletta Inferiore

$$\text{Peso proprio} : 0.60 \cdot 2.500 = 1.50 \text{ t/m}^2$$

Collegamento soletta esistente

$$\text{Peso proprio} : 0.60 \cdot 2.500 = 1.50 \text{ t/m}^2$$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza di macchine da lavoro sulla soletta superiore.

Soletta Superiore

$$\text{Accidentale} = 2.00 \text{ t/m}^2$$

Si considerano i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno:

da quota p.d.c. a fondo scavo: $\phi=33^\circ$

Dividendo i valori caratteristici dei parametri del terreno per il coefficiente parziale γ_M si ha che:

$$\text{da quota p.d.c. a fondo scavo: } \phi'=33^\circ \quad \lambda_{01}=1-\sin\phi=0.45 \quad \gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$$

Pareti contro terra



Peso proprio parete dx= $0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$

Peso proprio parete sx= $0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/mq}^2$

Spinta del terreno a -0.50m: $p_t = 0 \text{ t/m}^2$

Spinta del terreno al piede: $p_p = 1.9 * 5.25 * 0.45 = 4.48 \text{ t/m}^2$

In presenza della falda (a -1.9m dal p.d.c.), si avrà :

Spinta del terreno a -3m: $p_m = 1.9 * 1.9 * 0.45 = 1.624 \text{ t/m}^2$

Spinta dell'acqua al piede: $p_{wp} = 1.0 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

Spinta del terreno al piede: $p_p = p_m + (0.9 * 3.35 * 0.45) = 2.981 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Peso proprio = $0.50 * 2.500 = 1.250 \text{ t/m}^2$

Carichi Accidentali

Come carico accidentale viene preso in considerazione la presenza eventuale dell'acqua all'interno o all'esterno dell'elemento ad U (anche se, vista la conformazione del manufatto, l'ipotesi di acqua solo interna o solo esterna non è di fatto realizzabile), nonché un e carico accidentale sul terreno.

Pareti contro terra

Accidentale sul terreno: $0.50 * 0.45 = 0.225 \text{ t/m}^2$

Soletta Inferiore

Acqua = $1.00 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

Soletta interne

Acqua = $1.00 * 3.35 = 3.35 \text{ t/m}^2$

9.9.1.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione di carico c.1) = PESO PROPRIO

Condizione di carico c.2) = ACCIDENTALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Le Combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

comb.	Peso proprio	Acc.soletta sup
1	1.3	0
2	1	0
3	1.3	1.5
4	1	1.5

Figura 9-3: combinazione SLU



eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | **SLE Rare** | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	Peso proprio	Acc.soletta sup
1	1	0
2	1	1

▶

Figura 9-4: combinazione SLE Rare

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | **SLE Rare** | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	Peso proprio	Acc.soletta sup
1	1	0
2	1	0.75

▶

Figura 9-5: combinazione SLE Frequenti

eng Combinazioni di carico - Stati Limite

SLU Persistenti/Transitorie | **SLE Rare** | SLE Frequenti | SLE Quasi permanenti

comb.	Peso proprio	Acc.soletta sup
1	1	0

▶

Figura 9-6: combinazione SLE Quasi permanenti



9.9.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto, in relazione al modello adottato, tramite il programma ad elementi finiti ENG. Il programma fornisce le caratteristiche di sollecitazione alle estremità di ogni elemento. In Allegato 8 si riporta un ampio estratto dei tabulati di output delle calcolazioni effettuate, di seguito invece si riporta in forma grafica l'andamento delle sollecitazioni flessionali, taglianti e lo sforzo normale sia per la situazione limite 1 che per la situazione limite 2.

Per brevità non verranno riportati i grafici relativi alle combinazioni SLE quasi permanenti e SLE frequenti; le verifiche comunque saranno effettuate per tutte le combinazioni di carico sia SLU che SLE.

9.9.1.2.1 Situazione limite 1

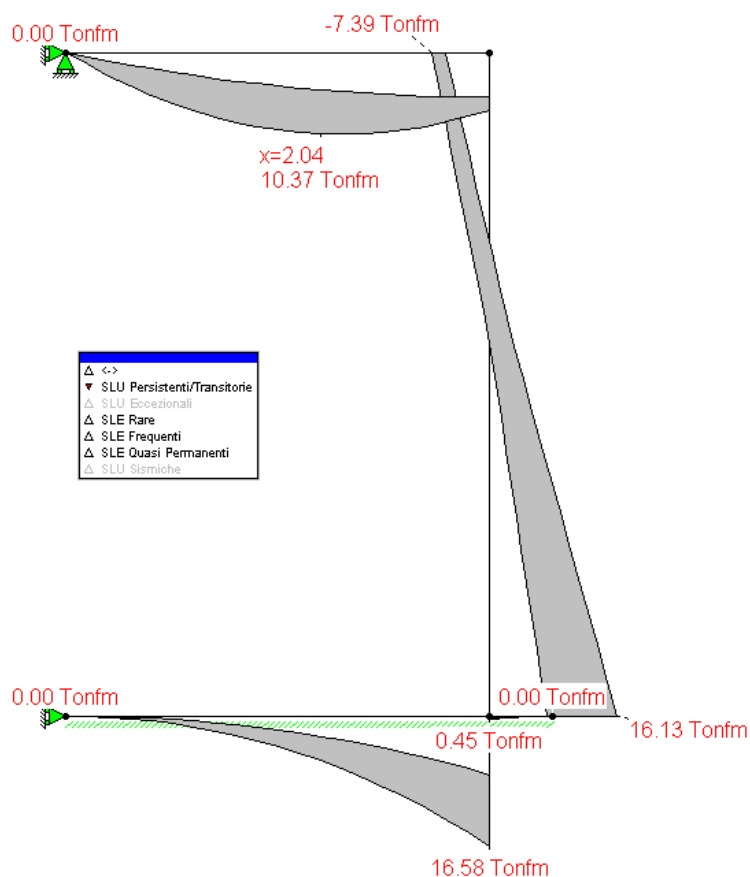


Figura 9-7: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLU

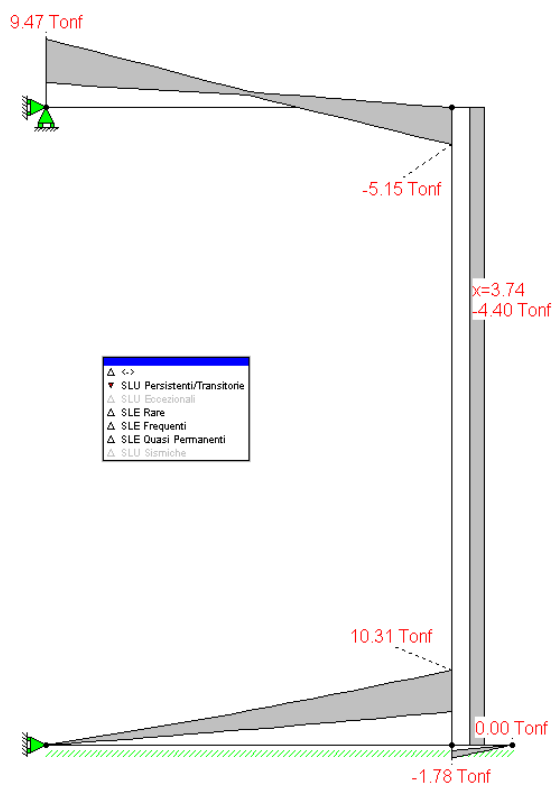


Figura 9-8: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglienti per la combinazione di carico SLU

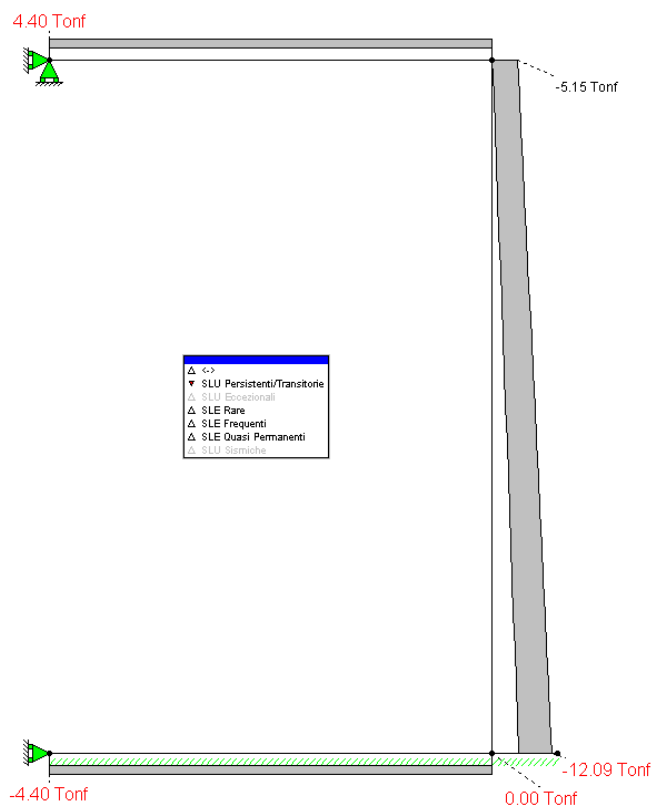


Figura 9-9: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLU

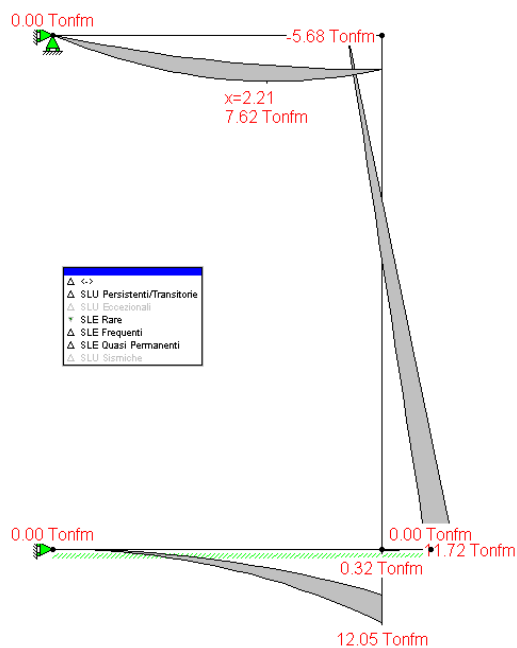


Figura 9-10: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLE Rara

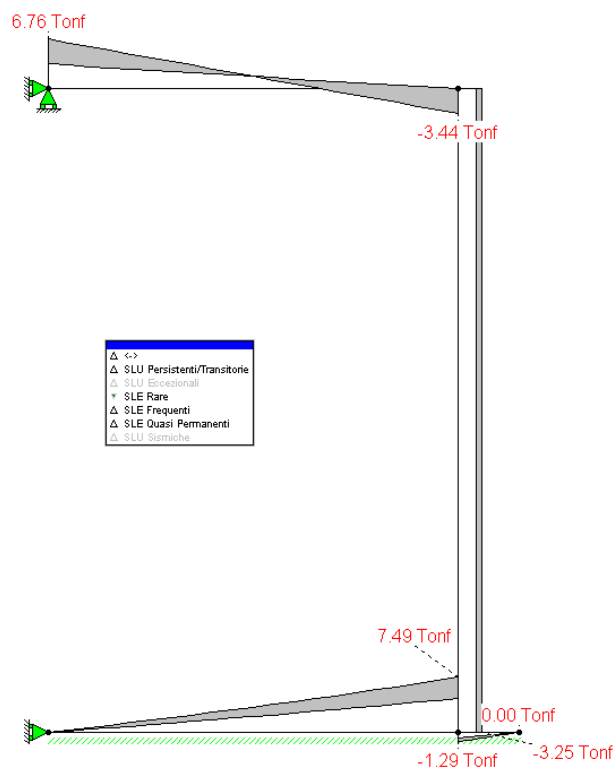


Figura 9-11: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLE Rara

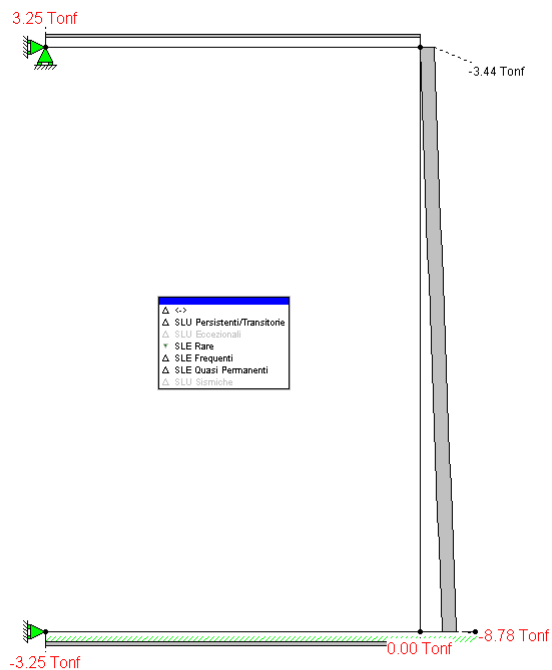


Figura 9-12: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLE Rara

9.9.1.2.2 Situazione limite 2

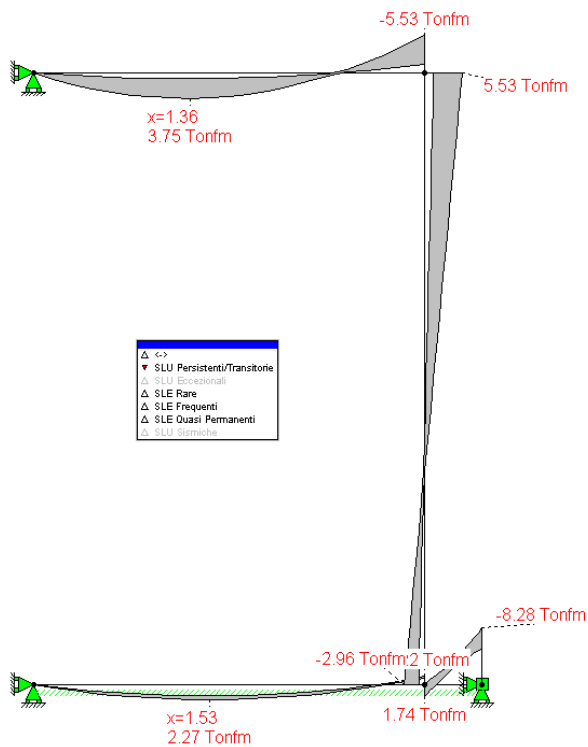


Figura 9-13: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLU

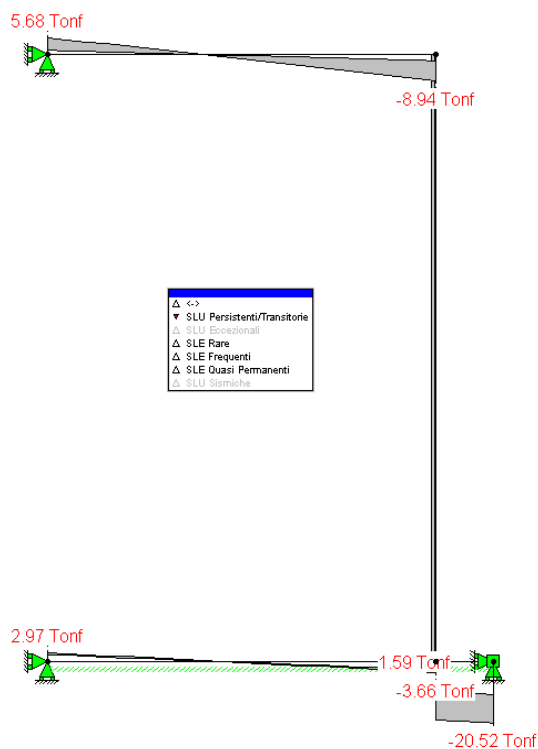


Figura 9-14: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLU

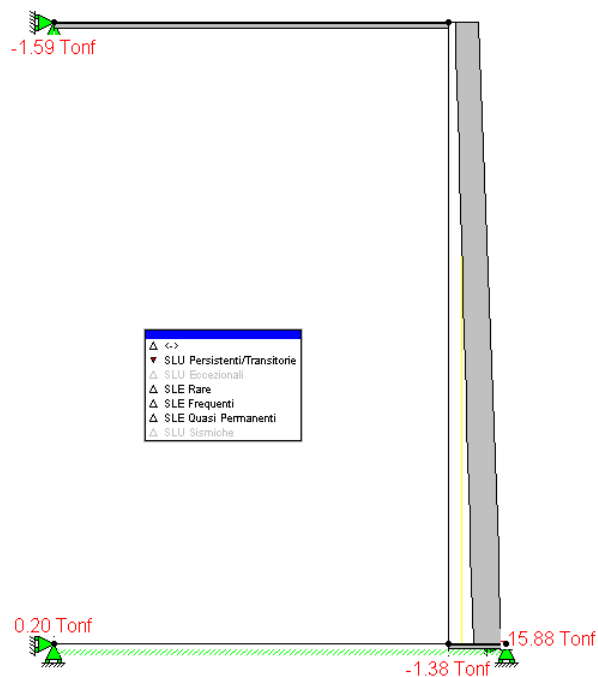


Figura 9-15: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLU

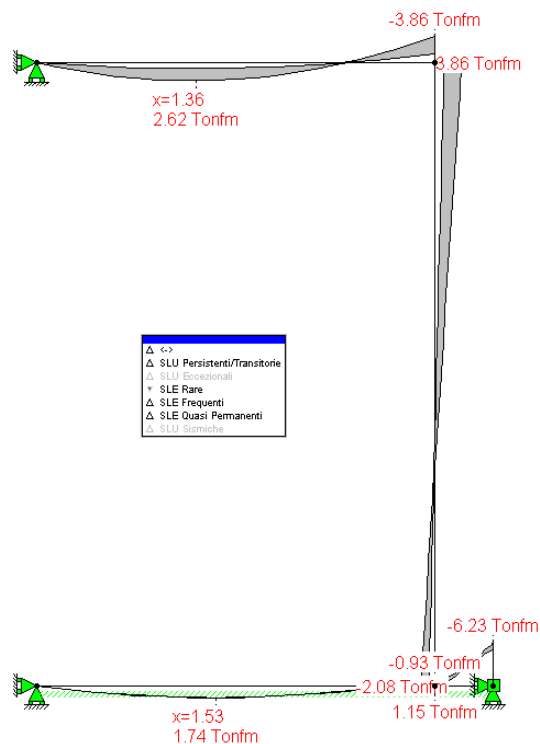


Figura 9-16: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flessionali per la combinazione di carico SLE Rara

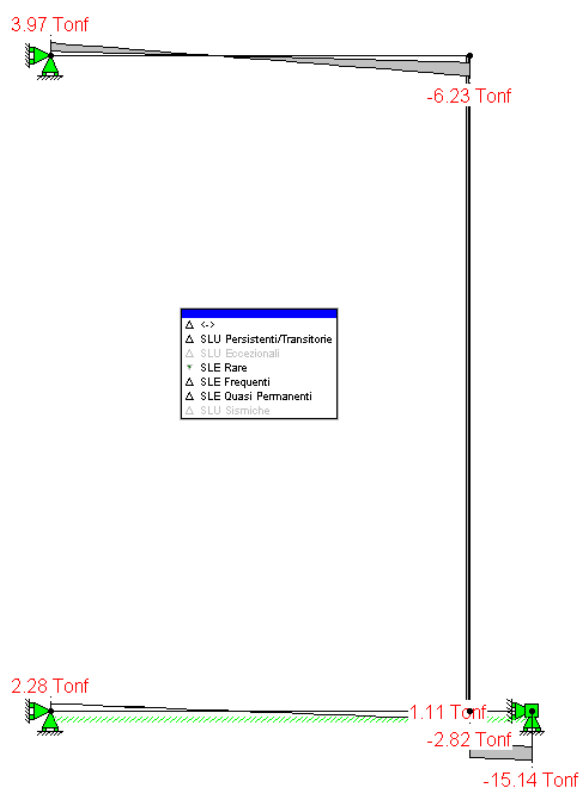


Figura 9-17: diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni taglianti per la combinazione di carico SLE Rara

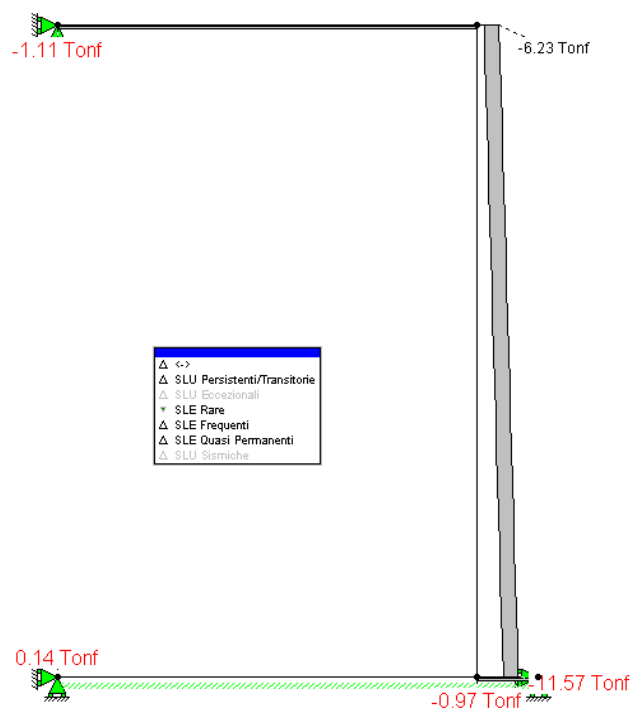


Figura 9-18: diagramma dell'involuppo dello sforzo normale per la combinazione di carico SLE Rara



9.9.2 Verifiche di resistenza a pressoflessione SLU-SLV

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando sia le sollecitazioni relative alle combinazioni SLU-STRU che a alle SLV-STRU.

9.9.2.1 Soletta di base

Caratteristiche geometriche della sezione in mezzeria

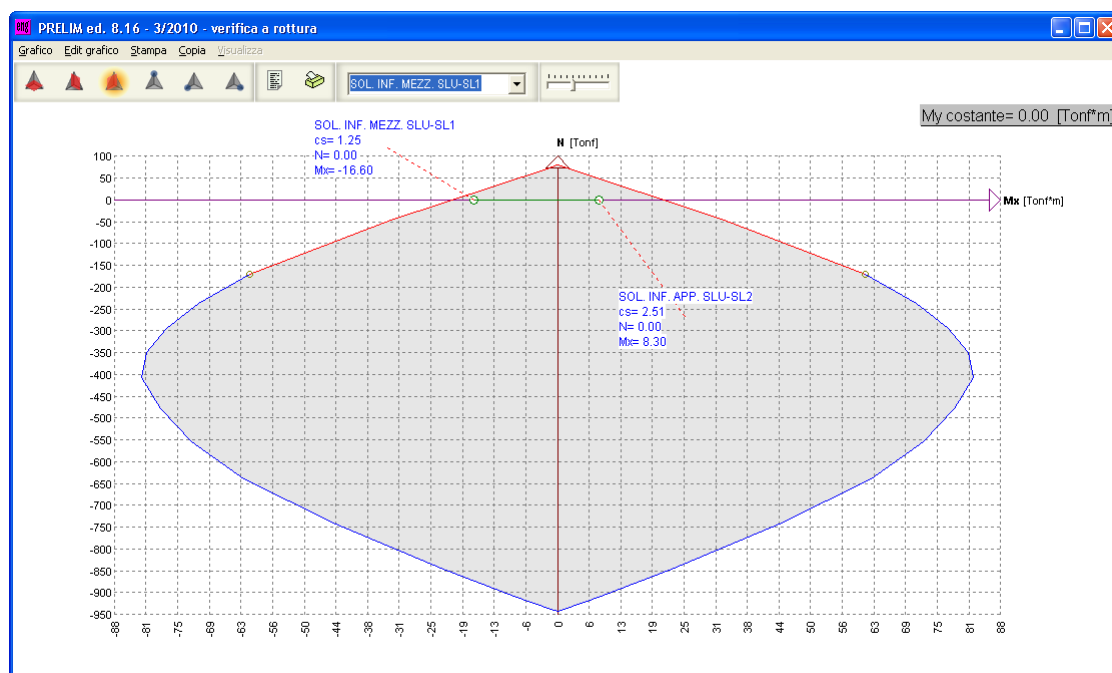
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 16/20" ($A_s'=10.05\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+1.6/2=5.8cm
Armatura compressa	1 Φ 16/20" ($A_s'=10.05\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+1.6/2=5.8cm

Caratteristiche geometriche della sezione all'appoggio

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 16/20" ($A_s'=10.05\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+1.6/2=5.8cm
Armatura compressa	1 Φ 16/20" ($A_s'=10.05\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+1.6/2=5.8cm

Sollecitazioni e verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.





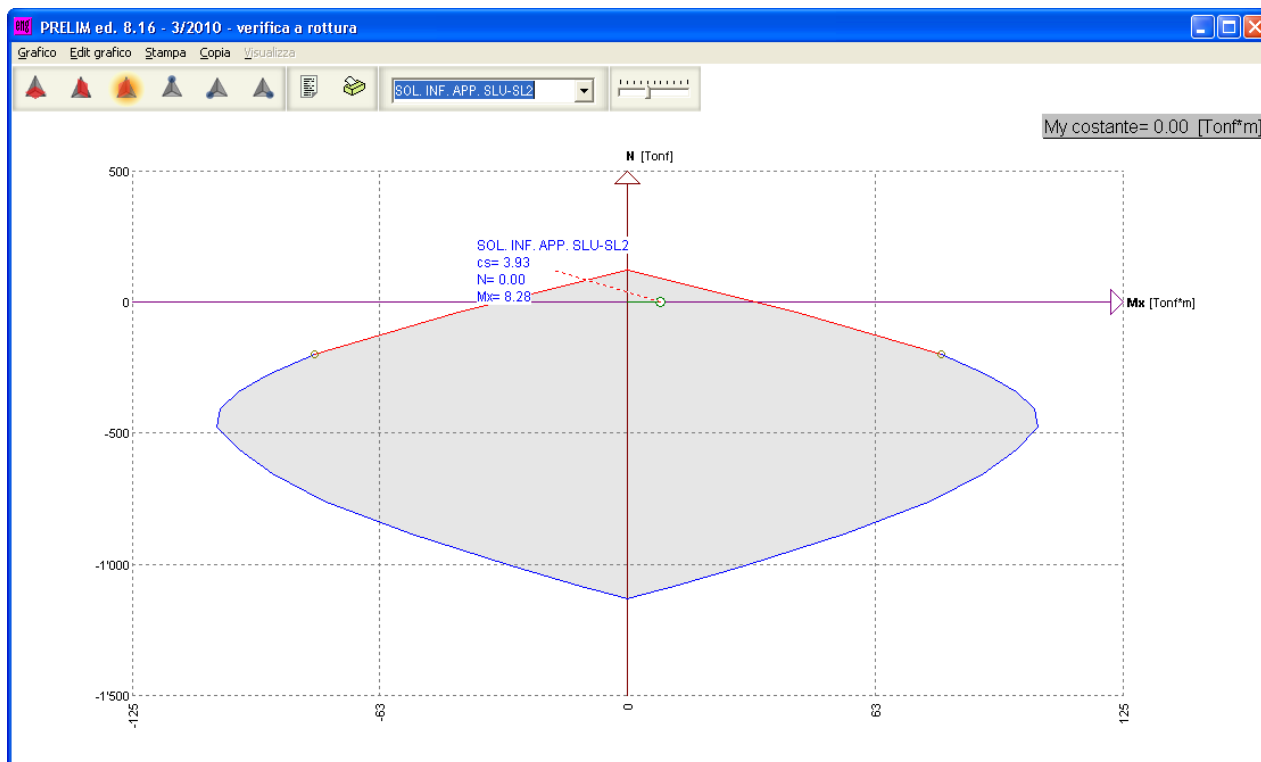
9.9.2.1 Soletta di base: sezione di collegamento con la sezione esistente: (situazione limite 2)

Caratteristiche geometriche della sezione in mezzzeria

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1Φ20/20" ($A_s'=15.7\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1Φ20/20" ($A_s'=15.7\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni e verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.



9.9.2.2 Soletta superiore

Caratteristiche geometriche della sezione in mezzzeria

Larghezza b (cm)	150
Altezza h (cm)	40
Armatura tesa	6Φ20" ($A_s'=18.84\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	4Φ20" ($A_s'=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

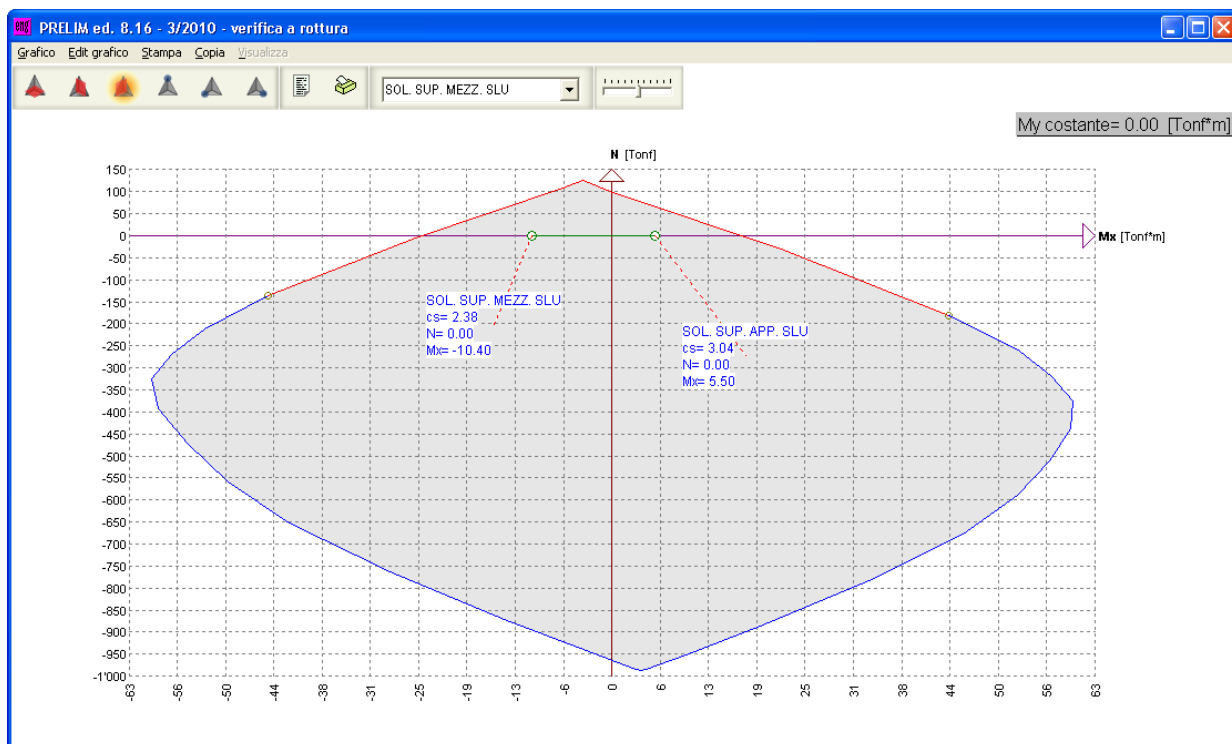


Caratteristiche geometriche della sezione all'appoggio

Larghezza b (cm)	150
Altezza h (cm)	40
Armatura tesa	4 Φ 20" ($A_s'=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	6 Φ 20" ($A_s'=18.84\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni e verifiche

Si riporta in forma grafica le verifiche agli SLU.





9.9.2.3 Parete

Caratteristiche geometriche della sezione all'attacco della soletta inferiore

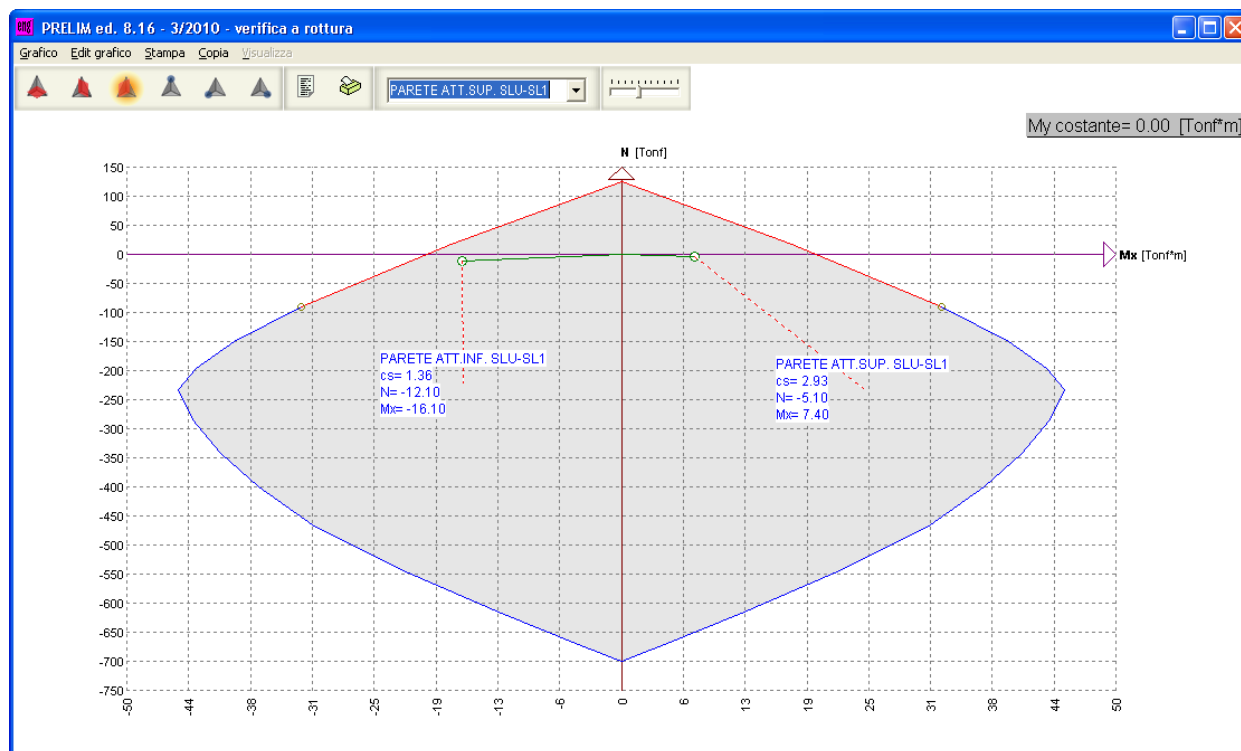
Larghezza b (cm)	150
Altezza h (cm)	40
Armatura tesa	1 Φ 20/20" ($A_s'=15.70\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 20/20" ($A_s'=15.70\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Caratteristiche geometriche della sezione all'attacco della soletta superiore

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	40
Armatura tesa	1 Φ 20/20" ($A_s'=15.70\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 20/20" ($A_s'=15.70\text{cm}^2$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.





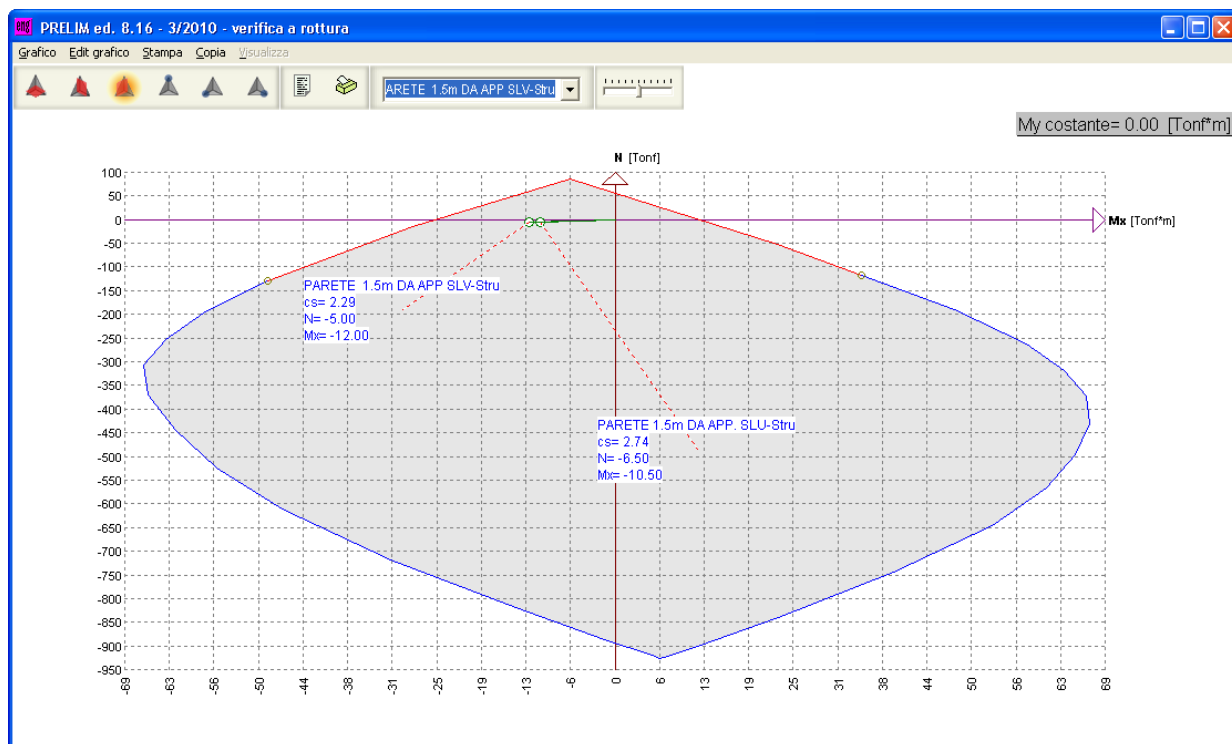
9.9.2.4 Parete – sezione a 1.50m dal piede

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	50
Armatura tesa	1 Φ 24/30" ($A_s'=15.072\text{cm}^2$)
Copriferro armatura tesa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm
Armatura compressa	1 Φ 16/30" ($A_s=6.7\text{cm}^2/\text{m}$)
Copriferro armatura compressa (cm)	5.0+2.0/2=6.0cm

Sollecitazioni

Si riporta in forma grafica le verifiche più gravose agli SLU.





9.9.3 Verifica a taglio

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi considerando le sezioni soggette alla massima sollecitazione tagliante.

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti nel caso di sezioni senza specifica armatura a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

9.9.3.1 Soletta inferiore

Sezione all'attacco della soletta esistente

Taglio max: $T_{max} = 205 \text{ kN}$ (combinazione SLU)

V_{Ed}	205.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	14	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	600	mm	
d	550	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 1F120/20$	1570.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.003		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.6030		<2
v_{min}	0.3829		
	216.07	kN	
	212.50	kN	
V_{Rd}	216.07	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .



Sezione all'attacco con la parete

Taglio max: $T_{\max} = 103 \text{ kN}$ (combinazione SLU)

V_{Ed}	103.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	14	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	600	mm	
d	550	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl}=1F16/20$	1000.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.002		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.6030		<2
v_{min}	0.3545		
	176.95	kN	
	196.88	kN	
V_{Rd}	196.88	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

9.9.3.1 Parete

Taglio max: $T_{\max} = 106 \text{ kN}$ (combinazione SLU)

V_{Ed}	106.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	400	mm	
d	350	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 5d16$	1000.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.003		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.7559		<2
v_{min}	0.4389		
	149.32	kN	
	153.63	kN	
V_{Rd}	153.63	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta



9.9.3.1 Soletta superiore

Sezione all'attacco con la parete

Taglio max: $T_{\max} = 89 \text{ kN}$ (combinazione SLU)

V_{Ed}	89.00	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C28/35		
f_{ck}	29.05	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	16.5		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	400	mm	
d	350	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl} = 5d16$	1000.00	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.003		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2f _{cd}
k	1.7559		<2
v_{min}	0.4389		
	149.32	kN	
	153.63	kN	
V_{Rd}	153.63	kN	Verificata

La verifica risulta soddisfatta .

Sezione all'attacco con il diaframma

Taglio max: $T_{\max} = 95 \text{ kN}$ (combinazione SLU)

Armatura a taglio presente: staffe $\phi 12/20\text{cm}$

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti nel caso di sezioni con specifica armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$



V_{rd}	=	338.41	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	95.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	338.41	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rzd}	=	347.38	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	40.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	34.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	12	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	226.08	mm ²	Area armatura trasversale
	=	2	cm	n°braccia staffe
s	=	20	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta.



9.9.4 Verifiche SLE

Le verifiche agli stati limiti di esercizio, sia di fessurazione che delle tensioni, vengono riportate in apposite tabelle considerando le sollecitazioni più gravose le due condizioni limiti considerate.

Nelle verifiche a fessurazione se la tensione di trazione nel cls risulta maggiore della tensione nominale di trazione $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$ viene effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

9.9.4.1 Soletta Superiore

Soletta Superiore. Mezzeria

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA SUPERIORE		
	Mezzeria. SLE. SL1		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	150.000		
Altezza h (cm)	40.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	6F20		
	18.840		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A_a (cm ²)	4F20		
	12.560		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
$R_{ck} =$	30		
$\sigma_{c,amm} =$	-9.750		
$\tau_{c,0} =$	0.600		
$\sigma_{a,amm} =$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	0.000	0.000	0.000
M (kNm)	76.000	70.000	57.000
x (cm)	9.231	9.231	9.231
σ_c (N/mm ²)	-3.268	-3.010	-2.451
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	131.533	121.149	98.650
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	1	1	1
Sezione di riferimento	1	1	1
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		20.20	20.20
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		45'062	45'062
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		98.67	98.67
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.55	1.26



Soletta superiore. Attacco piedritto

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA SUPERIORE		
	Appoggio. SLE. SL2		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	150.000		
Altezza h (cm)	40.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	4F20		
	12.560		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	6F20		
	18.840		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
$R_{ck} =$	30		
$\sigma_{c,amm} =$	-9.750		
$\tau_{c,0} =$	0.600		
$\sigma_{a,amm} =$	215.000	215.000	215.000
N (kN)	0.000	0.000	0.000
M (kNm)	39.000	32.000	13.000
x (cm)	7.717	7.717	7.717
σ_c (N/mm ²)	-1.955	-1.604	-0.652
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	99.869	81.944	33.290
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	2	2	2
Sezione di riferimento	2	2	2
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		19.80	19.80
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		44'152	44'152
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		96.68	96.68
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		0.72	0.29



9.9.4.2 Soletta di Base

Soletta di Base. Mezzeria

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Mezzeria. SLE. SL1		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	60.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F16/20		
	10.000		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1F16/20		
	10.000		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	30		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	0.000	0.000	0.000
M (kNm)	120.000	109.000	75.000
x (cm)	10.748	10.748	10.748
σ_c (N/mm ²)	-3.964	-3.600	-2.477
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	239.272	217.339	149.545
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	3	3	3
Sezione di riferimento	3	3	3
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist.media a traz.semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist.caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		30.00	30.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		65'760	65'760
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		144.00	144.00
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.66	1.14



Soletta di Base. Attacco piedritto

VERIFICA A FLESSIONE	SOLETTA DI BASE		
	Appoggio. SLE. SL2		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	60.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F16/20		
	10.000		
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1F16/20		
	10.000		
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	30		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	0.000	0.000	0.000
M (kNm)	62.000	60.000	53.000
x (cm)	10.748	10.748	10.748
σ_c (N/mm ²)	-2.048	-1.982	-1.751
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	123.624	119.636	105.679
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	3	3	3
Sezione di riferimento	3	3	3
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		30.00	30.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		65'760	65'760
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		144.00	144.00
Traz. nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es} , σ_{ct} (N/mm ²)		0.91	0.81



9.9.4.1 Parete

Parete. Attacco soletta superiore

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Attacco soletta sup. SLE-SL1		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	40.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/20		
	15.700		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1F20/20		
	15.700		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	30		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-34.000	-26.000	0.000
M (kNm)	57.000	57.000	57.000
x (cm)	10.539	10.360	9.802
σ_c (N/mm ²)	-3.267	-3.261	-3.235
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	109.096	111.599	119.807
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	4	4	4
Sezione di riferimento	4	4	4
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		20.00	20.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		31'282	31'282
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		68.50	68.50
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		1.76	1.82



Parete. Attacco soletta inferiore

VERIFICA A FLESSIONE	PARETE		
	Attacco soletta inf. SLE-SL1		
	Rare	Frequenti	Quasi permanenti
Larghezza b (cm)	100.000		
Altezza h (cm)	40.000		
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1F20/20		
	15.700		
Copri ferro 1° strato c_1 (cm)	6.000		
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	0.000		
	0.000		
Copri ferro 2° strato c_2 (cm)	0.000		
Armatura Compressa A'_a (cm ²)	1F20/20		
	15.700		
Copri ferro armatura compressa c' (cm)	6.000		
n	15		
R_{ck} =	30		
$\sigma_{c,amm}$ =	-9.750		
$\tau_{c,0}$ =	0.600		
$\sigma_{a,amm}$ =	215.000	215.000	215.000
N (kN)	-88.000	-79.000	-54.000
M (kNm)	117.000	106.000	73.000
x (cm)	10.740	10.732	10.724
σ_c (N/mm ²)	-6.719	-6.087	-4.192
$\sigma_{a1strato}$ (N/mm ²)	218.263	197.968	136.463
$\sigma_{a2strato}$ (N/mm ²)			
Nome sezione	4	4	4
Sezione di riferimento	4	4	4
Calcolo formazione fessure (cella vuota = NO)		sì	sì
Note:			
FORMAZIONE FESSURE			
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)		2.61	2.61
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)		2.19	2.19
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)		20.00	20.00
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)		31'282	31'282
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)		68.50	68.50
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)		3.21	2.21



APERTURA FESSURE			
Ricoprimento barre più esterne tese (cm)		5.00	5.00
Ricoprimento barre più interne tese (cm)		5.00	5.00
Diametro massimo barre tese (cm)		2.00	2.00
Momento flettente in condiz. di fessurazione (kNm)		106.000	73.000
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione (kN)		-79.000	-54.000
Rapporto sforzo normale/momento, r (cm ⁻¹)		-0.00745	-0.00740
Distanza asse neutro da lembo compresso, x_p (cm)		10.732	10.724
Tensione cls, σ_c (N/mm ²)		-6.087	-4.192
Tensione barra esterna tesa, σ_s (N/mm ²)		197.968	136.463
Momento di fessurazione, M_{sr} (kNm)		86.034	85.999
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr} , σ_{sr} (N/mm ²)		160.679	160.762
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre, s (cm)		20.0	20.0
Coefficiente k_2		0.4	0.4
Tensioni nel calcestruzzo teso, σ_1 (N/mm ²)		3.21	2.21
σ_2 (N/mm ²)		-3.57	-2.45
Coefficiente k_3		0.125	0.125
Larghezza efficace, b_{eff} (cm)		20.0	20.0
Altezza efficace, d_{eff} (cm)		14.6	14.6
Area efficace, A_{eff} (cm ²)		292.7	292.8
Area armature poste in A_{ceff} , A_s (cm ²)		3.14	3.14
Distanza media fra due fessure attigue, s_{rm} (cm)		23.32	23.32
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1		1.0	1.0
Coefficiente β_2		0.5	0.5
Deformazione unitaria media, ε_{sm}		0.001	0.000
Ampiezza ammissibile fessura w_{amm} (mm)		0.300	0.200
Ampiezza fessura, w_k (mm)		0.251	0.079