

FIUME PANARO (PROVINCIA DI MODENA)

AVVIO ADEGUAMENTO STRUTTURALE E FUNZIONALE DEL SISTEMA ARGINALE ALLA PORTATA PROGETTUALE DI RIFERIMENTO, TRAMITE INTERVENTI DI SISTEMAZIONE MORFOLOGICA DELL'ALVEO, ADEGUAMENTO IN QUOTA E IN SAGOMA, A VALLE DELLA CASSA AL CONFINE PROVINCIALE. INTERVENTO REALIZZABILE PER STRALCI FUNZIONALI.

(Ordinanza n. 8 del 23/06/2015, allegato 1, codice intervento n. 11784, come modificata Ordinanza n. 2 del 23/02/2016)

(MO-E-1346)

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

STRALCIO NUOVO RILEVATO ARGINALE IN SINISTRA IDRAULICA

TRA IL PONTE SANT'AMBROGIO E LA CONFLUENZA CON IL T. TIEPIDO IN COMUNE DI MODENA

GIUGNO 2019

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE STRUTTURE

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA
00	PRIMA EMISSIONE	GIUGNO 2019	P. Meda	C. Marcello
01				

RUP *Dott. Ing. FEDERICA PELLEGRINI*

Supporto al RUP

*Dott. Geol. STEFANO PARODI
Dott. Ing. STEFANO BALDINI*

ATI:

MANDATARIA



20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel. 0226681264
fax 0226681553 - E-Mail: etatec@etatec.it

*Prof. Ing. ALESSANDRO PAOLETTI
Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI
Dott. Ing. STEFANO CROCI
Dott. Ing. FILIPPO MALINGENGO*

MANDANTI

STUDIO PAOLETTI
INGEGNERI ASSOCIATI

20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel. 0226681264
fax 0226681553 - E-Mail: studiopaoletti@etatec.it

Dott. Ing. CRISTINA GIUSEPPINA PASSONI

 **Ing. Claudio Marcello S.r.l.**

20122 MILANO - via Visconti di Modrone, 18
tel. 0276020695-0276391291, fax 0276023532
E-Mail: info@studiomarcello.it

*Dott. Ing. CARLO CLAUDIO MARCELLO
Dott. Ing. PAOLO MEDA
Dott. Ing. MARIA CRISTINA SOMASCHI*

Studio Associato di Geologia Spada



24020 RANICA (BG) - via Donizetti, 17
tel. 035516090-035513738
E-Mail: info@studiogeospada.it

*Dott. Geol. MARIO SPADA
Dott. Geol. GIAN MARCO ORLANDI
Dott. Geol. SUSANNA BIANCHI*

A+C
landscaps **ARCHITETTURA E CITTA' STUDIO ASSOCIATO**
architettura e paesaggio

43123 PARMA - via Archimede, 2
tel. 0521491914, fax 0521243969
E-Mail: info@assarch.it

*Dott. Arch. PAOLA CAVALLINI
Dott. Arch. MICHELE MUSIARI*

@Tutto PROGETTO

28047 Oleggio (NO) - viale Paganini, 9
tel. 032194885, fax 0321961008
PEC atuttoprogetto@pec.it, E-Mail info@atuttoprogetto.com

*Geom. PAOLO MASSARA
Geom. FILIPPO BELLONI
Geom. VALENTINA MANTOAN*

SAP
Societa' Archeologica S.r.l.

46020 QUINGENTOLE (MN) - Strada Fienili, 39/a
tel. 038642287, fax 038642591
E-Mail: mail@archeologica.it

*Dott. ALBERTO MANICARDI
Dott.ssa ELISA LERCO*

TIPOLOGIA

PP

COMMESSA

250-28

DOCUMENTO

ATTI

NUMERO

A.4

SCALA

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA	4
2.3 PARAMETRI GEOTECNICI.....	5
2.4 LIVELLI IDRICI	6
2.5 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	7
2.6 CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA	7
2.7 SITUAZIONI PROGETTUALI.....	8
2.8 CRITERI DI VERIFICA	9
2.8.1 ARGINI	9
2.8.2 MURI SULLA SOMMITÀ DEGLI ARGINI	10
3. INTERVENTO TIPO "A"	12
3.1 PREMESSE.....	12
3.2 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	15
3.2.1 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	15
3.2.2 RIBALTAMENTO	15
3.2.3 COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE- TERRENO	15
3.2.4 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO- TERRENO	16
3.3 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	21
4. INTERVENTO TIPO "B"	23
4.1 PREMESSE.....	23
4.2 MOTO DI FILTRAZIONE	24
4.3 VERIFICHE DI STABILITÀ	25
5. INTERVENTO TIPO "C"	30
5.1 PREMESSE.....	30
5.2 MOTO DI FILTRAZIONE	31
5.3 VERIFICHE DI STABILITÀ	32
6. INTERVENTO TIPO "D"	35

6.1	PREMESSE.....	35
6.2	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	36
6.2.1	SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	36
6.2.2	RIBALTAMENTO	36
6.2.3	COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE- TERRENO	37
6.2.4	STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO- TERRENO	38
6.3	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	41

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica e delle strutture è redatta a supporto della progettazione di fattibilità tecnica ed economica che ha per oggetto la realizzazione di un nuovo argine del fiume Panaro, in sinistra idraulica, tra il rilevato di accesso al ponte Sant'Ambrogio e la confluenza con il T. Tiepido. Il tratto oggetto di intervento ricade interamente nel territorio del Comune di Modena.

Vengono in particolare illustrate ed analizzate le verifiche di carattere geotecnico e strutturale che consentono la definizione, a livello di fattibilità, degli interventi-tipo previsti.

Le sezioni prese in esame sono quelle più rappresentative degli interventi previsti in progetto e rappresentano quattro interventi tipologici

I criteri e le ipotesi di calcolo vengono illustrati nel successivo § 2. Seguono, ai §§ da 3 a 6, i calcoli di verifica dei quattro interventi tipologici.

2. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche sono conformi alle norme attualmente in vigore, ed in particolare a:

- D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni (di seguito NTC)
- Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (di seguito: Circolare NTC)

Si fa inoltre riferimento, per quanto riguarda le combinazioni di carico e le situazioni progettuali (v. successivo § 2.7), al D.M. 26 giugno 2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

Infine, per la determinazione dei parametri sismici con approccio probabilistico, si fa riferimento agli Allegati A e B del Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008.

2.2 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le analisi sono condotte su sezioni trasversali, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, e riguardano calcoli di filtrazione e di stabilità di argini e di muri in calcestruzzo armato.

I calcoli di filtrazione sono condotti attraverso una analisi ad elementi finiti in regime transitorio, così da modellare in modo realistico il passaggio di una piena. Questo tipo di calcolo restituisce il reticolo di filtrazione ed il campo delle pressioni interstiziali nel terreno, consentendo di verificare le condizioni idrauliche (velocità, portata, ecc.) e fornendo l'input, relativamente alle condizioni di filtrazione nel terreno, per le verifiche di stabilità.

Per le verifiche di stabilità degli argini in materiale sciolto si ricorre a modelli basati sui classici metodi all'equilibrio limite, che consistono nel confrontare la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata. Vengono prese in esame superfici circolari; la ricerca delle superfici viene condotta automaticamente dal programma di calcolo, che genera migliaia di possibili cerchi di scivolamento. Tra i vari metodi di verifica utilizzati, nel seguito si riportano i risultati del solo metodo GLE / Morgenster-Price, in quanto ritenuto tra i più completi ed affidabili. Le verifiche in condizioni sismiche sono condotte mediante una analisi di tipo pseudo-statico, che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai

volumi di terreno coinvolti. Le analisi sono condotte attraverso il software Rocscience SLIDE versione 6.0. Questo software consente dapprima il calcolo dell'andamento della falda (e quindi delle pressioni interstiziali) in regime stazionario o transitorio; questi risultati del moto di filtrazione sono assunti come input delle verifiche di stabilità globale all'equilibrio limite. Per i muri in calcestruzzo si espongono di seguito le verifiche sia di tipo geotecnico che di tipo strutturale: le prime riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno, il ribaltamento e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (quest'ultima verifica si riconduce a quelle precedentemente esposte relative alla stabilità globale degli argini); le verifiche di tipo strutturale sono quelle relative al raggiungimento delle resistenza negli elementi strutturali.

2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici utilizzati in questa fase della progettazione sono ricavati da precedenti campagne di indagine condotte nel 2017 e 2018 nell'ambito della progettazione definitiva ed esecutiva dell'adeguamento strutturale e funzionale degli argini del Fiume Panaro in Provincia di Modena. In particolare, si fa riferimento ai parametri geotecnici del tratto di intervento non in frodo degli stanti 0-2 in sinistra: questi valori sono estesi all'intero tratto di intervento del presente progetto di fattibilità.

In Tabella 1 si riassumono i parametri derivanti dal modello geotecnico approntato per il progetto sopra richiamato, rimandando alla "Relazione geologica-idrogeologica", Allegato A.4 del presente progetto per i dettagli.

Si evidenzia che il primo livello è quello che rappresenta l'argine del Fiume Panaro, mentre il terreno naturale in posto è a partire dal Livello 2.

In alcuni livelli, nelle medesime condizioni di drenaggio, è stata indicata una doppia caratterizzazione, basata sia su prove CPTu che di laboratorio, prove che consentono di definire in maniera differente la componente attritiva e quella coesiva.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli e nelle verifiche eseguiti nell'ambito del presente progetto di fattibilità sono riportati in Tabella 2.

Per caratterizzare il terreno che costituirà gli argini previsti di nuova realizzazione, si utilizzano gli stessi parametri dell'attuale argine del Fiume Panaro, cioè quelli del Livello 1.

Livelli	Caratterizzazione litologica	K (m/sec)	Cu (KPa)	C' (KPa)	ϕ'	γ (KN/mc)	γ_s (KN/mc)
Livello 1	Argine - sabbie fini limose e limi sabbiosi	2,0 E-7	65	0 5	36-37 32	19	20
Livello 2	Limi argillosi, argille limose ed argille	9,0 E-8	45	10	27	19	20
Livello 3	Sabbie limose e limi sabbiosi	1,0 E-6		0	33-35	19	20
Livello 4	Argille ed argille limose media consistenza	1,0 E-8	85	4 25	25 21	19	20

Tabella 1 - Parametri geotecnici derivanti dal modello geotecnico degli stanti 0-2 sx del Fiume Panaro

Livelli	Caratterizzazione litologica	K (m/s)	Cu (KPa)	c' (KPa)	$\Phi'(^{\circ})$	γ (kN/m ³)
Livello 1	Argine - sabbie fini limose e limi sabbiosi	2,0 E-7	65	5	32	19
Livello 2	Limi argillosi, argille limose ed argille	9,0 E-8	45	10	27	19
Livello 3	Sabbie limose e limi sabbiosi	1,0 E-6	--	0	33	19
Livello 4	Argille ed argille limose media consistenza	1,0 E-8	85	4	25	19

Tabella 2 - Parametri geotecnici caratteristici adottati

2.4 LIVELLI IDRICI

Con riferimento a quanto illustrato nella “Relazione idraulica” (Allegato A.3 del presente progetto) la legge di variazione dei livelli del fiume nel corso di una piena assunta nei calcoli è illustrata graficamente in Figura 1. In particolare la piena di progetto, considerata per le verifiche, è caratterizzata da:

- salita del livello del fiume fino a testa argine in 24 ore;
- mantenimento della quota di testa argine per 48 ore;
- discesa in 24 ore.

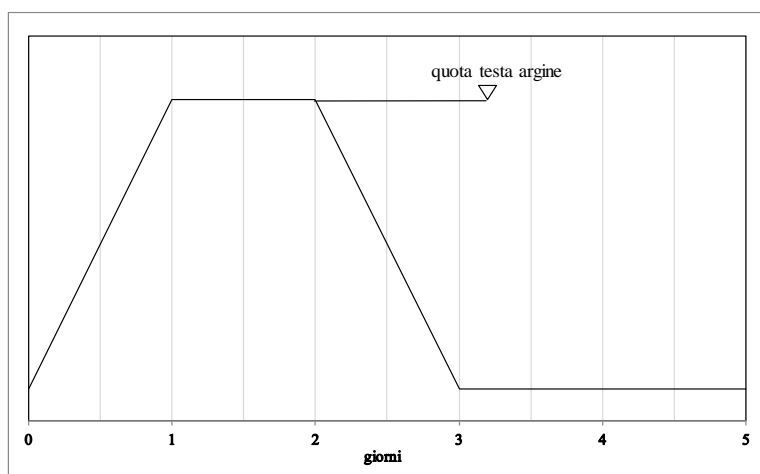


Figura 1 – Schematizzazione assunta nei calcoli del livello del fiume durante la piena di progetto

2.5 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Sulla testa degli argini e sulle banchine transitabili si considera un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito con valore caratteristico di 10 kN/m^2 , per tenere in conto del possibile transito e stazionamento anche di mezzi pesanti necessari a future manutenzioni delle scarpate arginali.

2.6 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali previste dalle NTC e sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento (P_{VR}) e sono definite in funzione della classe strutturale e della vita utile. E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1-P_{VR})$$

Per le opere in esame si ha:

- Vita Nominale $V_N = 50$ anni ("Opere ordinarie, ponti opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", v. Tabella 2.4.I NTC);
- Classe d'uso III ("Costruzioni in cui si preveda affollamenti significativi [...] Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso" v. § 2.4.2 NTC);

e quindi:

- Coefficiente d'uso $C_U = 1,5$;
- Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = 75$ anni.

Le verifiche allo SLU vengono eseguite con i criteri delle NTC riferiti allo Stato Limite di

Salvaguardia della Vita (SLV). Quindi, essendo all'SLV $P_{VR} = 10\%$, le verifiche devono essere condotte assumendo:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 712$ anni.

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera.

Con questi dati considerando inoltre:

- Categoria topografica T1;
- Categoria del suolo C (vds. "Relazione geologica-idrogeologica" All. 4 del progetto).

è possibile ricavare, per il sito in esame, i seguenti parametri, necessari alla valutazione dell'azione sismica:

- $a_g = 0,190 g$
- $S_S = 1,42$
- $S_T = 1,00$
- $a_{max} = 2,652 m/s^2$

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo β_s il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito.

Il coefficiente β è quello indicato al § 7.11.4 delle NTC relativamente alle verifiche di stabilità globale degli argini (ed in generale di stabilità globale del complesso fondazione-terreno) ed al § 7.11.6.2.1 NTC per i muri e, per le verifiche che seguono, vale:

$$\beta = 0,38$$

Solamente per le verifiche a ribaltamento dei muri, il coefficiente β va incrementato del 50%.

2.7 SITUAZIONI PROGETTUALI

Le situazioni progettuali prese in esame sono:

- in condizioni di piena: viene analizzato il regime transitorio della falda, conseguente al passaggio in alveo della piena di progetto;
- in condizioni sismiche: con il livello di falda stazionario viene analizzata l'introduzione delle azioni sismiche.

Infatti, in conformità con le indicazioni del vigente regolamento per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta di cui al DM 26 giugno 2014, l'azione sismica di progetto viene introdotta nelle condizioni idriche di esercizio, ammettendo di fatto la non contemporaneità di piena e sisma, cioè di due eventi eccezionali indipendenti.

Le verifiche di stabilità agli SLU riguardano entrambe le situazioni progettuali; sono soddisfatte se viene rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e $R_d = R/\gamma_R$ il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Ove significativo, le analisi sono condotte sia lato fiume che lato campagna, in entrambe le situazioni progettuali.

2.8 CRITERI DI VERIFICA

2.8.1 ARGINI

Con riferimento al § 6.8 delle NTC, le verifiche in condizioni statiche sono effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i materiali riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC, riportate nelle successive Tabella 3 e Tabella 4.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC)

In conformità con le indicazioni del vigente regolamento per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta di cui al DM 26 giugno 2014, i coefficienti parziali della spinta dell'acqua sono quelli dei carichi permanenti γ_{G1} .

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti risulta (v. Tabella 6.8.I NTC):

$$\gamma_R = 1,1$$

Siccome il software di calcolo utilizzato fornisce come risultato il rapporto $FS = E_d/R$, le verifiche sono soddisfatte se questo rapporto è $\geq \gamma_R = 1,1$.

Per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.4 delle NTC. Quindi vengono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a

$$\gamma_R = 1,2$$

Pertanto le verifiche in condizioni sismiche sono soddisfatte se il rapporto $FS = E_d/R$ fornito dal software utilizzato risulta $\geq \gamma_R = 1,2$.

2.8.2 MURI SULLA SOMMITÀ DEGLI ARGINI

Le verifiche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite (v. § 6.5.3.1.1 NTC):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
 - ribaltamento
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- SLU di tipo strutturale (STR)
- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è eseguita con le modalità illustrate al precedente § 2.8.1 per gli argini.

In condizioni statiche, le rimanenti verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle precedenti Tabella 3 e Tabella 4 e della successiva Tabella 5.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei muri in condizioni statiche (Tabella 6.5.I NTC)

Per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.6 delle NTC. Quindi vengono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano i coefficienti parziali γ_R indicati in Tabella 6.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 6 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei muri in condizioni sismiche (Tabella 7.11.III NTC)

3. INTERVENTO TIPO “A”

3.1 PREMESSE

L'intervento tipo “A” consiste nell'adeguamento alla quota idraulica di progetto di un muro in calcestruzzo esistente.

Attualmente il muro emerge dal piano campagna al massimo di 1,5 m e lo spessore del paramento è di 0,30 m; la necessità progettuale è quella di sovraltarne la sommità di 0,56 m.

Ipotizzando che attualmente il piano di fondazione sia 0,70 m sotto il piano campagna (0,40 m di fondazione più 0,30 m di ricoprimento), la spinta dell'acqua sul manufatto sarebbe pari a:

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,2 \text{ m})^2 = 24,2 \text{ kN/m}$$

Con la nuova quota di progetto la spinta sarebbe:

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,2 \text{ m} + 0,56 \text{ m})^2 = 38,1 \text{ kN/m}$$

cioè circa 1,5 volte l'attuale. Ne consegue che è indispensabile prevedere un adeguamento strutturale del muro in esame per renderlo idoneo, anche staticamente, alle nuove quote idriche di progetto.

Non si ha a disposizione il progetto del muro esistente né, in questa fase della progettazione, se ne conosce la geometria della parte interrata. Per la definizione dell'intervento nella attuale fase di progetto di fattibilità, si ricostruisce ragionevolmente la geometria ipotizzando che sia stato correttamente progettato per garantire la stabilità con l'acqua alla quota della sua sommità. La geometria ipotizzata è (Figura 2):

- altezza del paramento: 1,80 m
- spessore della fondazione: 0,40 m
- larghezza fondazione lato fiume: 0,70 m
- larghezza fondazione lato campagna: 0,50 m

Con queste ipotesi, le forze agenti su un tratto di 1 m di sviluppo sono:

- peso proprio del muro: 28,5 kN
- peso dell'acqua sulla fondazione lato fiume: 12,6 kN
- spinta dell'acqua: 24,2 kN

Assumendo $\varnothing' = 32^\circ$ e $c' = 5 \text{ kPa}$, la verifica allo scorrimento con i valori caratteristici dei carichi e dei parametri geotecnici risulta:

$$(\Sigma N \cdot \tan \varnothing' + c' \cdot L) / \Sigma T = 1,37$$

valore che si ritiene ragionevole per l'opera in esame.

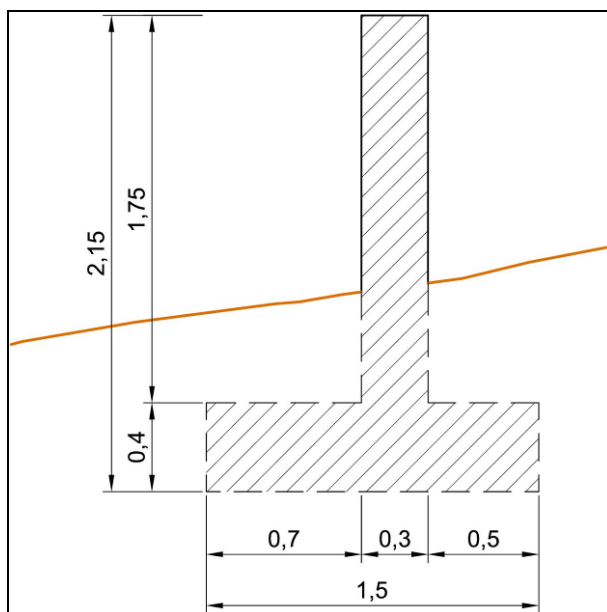


Figura 2 – Geometria del muro esistente (la geometria della parte interrata è ipotizzata)

Con queste ipotesi sulla geometria del muro esistente, l'intervento previsto consiste:

- nel ringrosso del paramento, in modo da portare il suo spessore complessivo da 0,30 m a 0,50 m, mantenendo entrambi i paramenti verticali;
- nell'allungamento della fondazione di 0,70 m lato fiume.

L'intervento andrà meglio analizzato e dettagliato nelle successive fasi di progettazione, per le quali sarà necessaria una mirata campagna di indagine sulla reale geometria del muro esistente.

In definitiva, la geometria di calcolo del muro adeguato è (Figura 3):

- | | |
|---------------------------------------|--------|
| - altezza del paramento: | 2,40 m |
| - spessore della fondazione: | 0,40 m |
| - altezza totale: | 2,80 m |
| - spessore paramento: | 0,50 m |
| - larghezza fondazione lato fiume: | 1,20 m |
| - larghezza fondazione lato campagna: | 0,50 m |
| - larghezza totale fondazione: | 2,20 m |

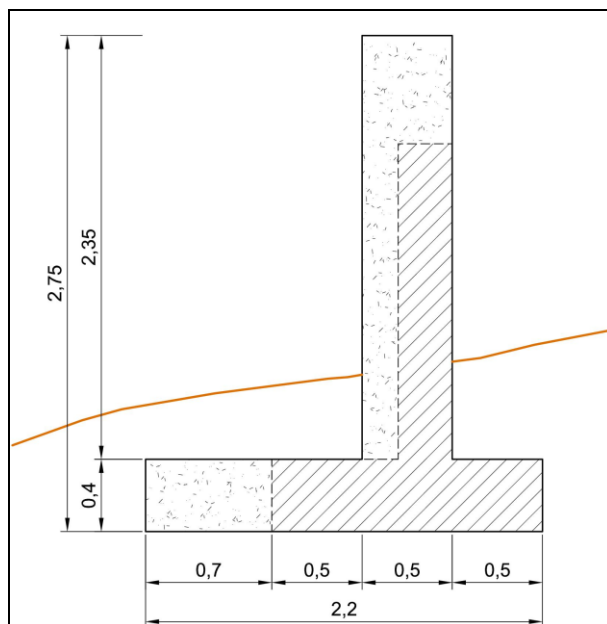


Figura 3 – Geometria di calcolo

Le verifiche sono condotte su una sezione di spessore 1 m.

Sia lato fiume che lato campagna è presente terreno di rinterro, con spessore assunto uguale su entrambi i lati ed ipotizzato cautelativamente pari a 0,80 m rispetto al piano di fondazione del manufatto.

Nelle verifiche non è considerata, a favore di sicurezza, la resistenza passiva del terreno di rinterro; non è neppure considerata la spinta attiva del terreno, visto appunto che questo è presente a pari livello su entrambi i lati. Lo spessore del rinterro è però considerato come sovraccarico agli effetti della verifica di capacità portante della fondazione.

La quota idrica di dimensionamento coincide con la sommità del muro.

Dai risultati del moto di filtrazione che si instaura durante la piena, illustrati al successivo § 3.2.4, risulta che la sottopressione lungo il piano di fondazione è sempre nulla durante le fasi della piena considerata.

Si illustrano solamente le verifiche in condizioni statiche in quanto più gravose e quindi dimensionanti rispetto a quelle in condizioni sismiche; infatti le azioni sismiche sono di gran lunga inferiori rispetto alla spinta idrostatica e la condizione sismica non è concomitante con la piena. In condizioni sismiche, le uniche verifiche significative sono quelle di stabilità globale riportate al successivo § 3.2.4.

3.2 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

3.2.1 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Le forze agenti sono:

- peso proprio del muro: 52,0 kN
- peso dell'acqua sulla fondazione lato fiume: 28,8 kN
- spinta dell'acqua: 39,2 kN

Le azioni orizzontali e verticali di progetto sono:

$$N_{Ed} = 52,0 \text{ kN} + 28,8 \text{ kN} = 80,8 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 39,2 \text{ kN} \times 1,3 = 51 \text{ kN}$$

e:

$$R_d = N_{Ed} \cdot \tan(\phi') + c \cdot L = 80,8 \text{ kN} \cdot \tan(32) + 5 \text{ kPa} \cdot 2,20 \text{ m}^2 = 61,5 \text{ kN}$$

$$(R_d / \gamma_R) / T_{Ed} = 61,5 / 1,1 / 51,0 = 1,10 > 1$$

quindi la verifica è soddisfatta.

3.2.2 RIBALTAMENTO

I momenti agenti rispetto al punto estremo di valle della fondazione sono:

- muro: 46,7 kNm
- acqua sulla fondazione lato fiume: 46,1 kNm
- spinta dell'acqua: 36,6 kNm

I momenti stabilizzanti e ribaltanti di progetto sono:

$$M_{stab,Ed} = 46,7 \text{ kNm} + 46,1 \text{ kNm} = 92,8 \text{ kNm}$$

$$M_{rib,Ed} = 36,6 \text{ kNm} \times 1,3 = 47,6 \text{ kNm}$$

e:

$$(M_{stab,Ed} / \gamma_R) / M_{rib,Ed} = 92,8 / 1,15 / 47,6 = 1,70 > 1$$

quindi la verifica è soddisfatta.

3.2.3 COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO

Dalle precedenti verifiche si ha:

- risultante verticale delle azioni (di progetto): $N_{Ed} = 80,8 \text{ kN}$
- momento stabilizzante (di progetto): $M_{stab,Ed} = 92,8 \text{ kNm}$

- momento ribaltante (di progetto): $M_{rib,Ed} = 47,6 \text{ kNm}$

da cui si ricava:

- eccentricità: $e = 0,56 \text{ m}$
(risultante fuori dal terzo medio)

Il carico limite della fondazione in esame risulta:

$$Q_{lim} = 132,5 \text{ kN}$$

essendo:

- base efficace: $B_{eff} = 1,12 \text{ m}$

- fattori di capacità portante:

$$N_q = 23,18$$
$$N_c = 35,49$$
$$N_\gamma = 30,21$$

- coefficienti inclinazione carico:

$$i_q = 0,19$$
$$i_c = 0,15$$
$$i_\gamma = 0,08$$

- pressione limite: $q_{lim} = 118,4 \text{ kN/m}^2$

Siccome risulta:

$$(Q_{lim} / \gamma_R) / N_{Ed} = 132,5 \text{ kN} / 1,4 / 80,8 \text{ kN} = 1,17 > 1$$

la verifica di capacità portante della fondazione è soddisfatta.

3.2.4 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

Verifiche preliminari dello stato di fatto hanno evidenziato che la sezione in esame non rispetta i requisiti minimi di stabilità con le ipotesi di progetto e le prescrizioni della normativa vigente. Per garantire la stabilità del complesso opera di sostegno-terreno, è necessario prevedere:

- una palancolata drenante alla base della sponda, con profondità di 6 m, protetta lato fiume da un piede in scogliera a secco; le palancole saranno di tipo Larssen L601; per permettere il passaggio dell'acqua di falda, si prevede la formazione di buchi sulle porzioni delle palancole parallele all'asse della palancolata e di non posare una palanca ogni 5 (il che equivale, essendo una palanca larga 60 cm, a posare n. 4 palancole ogni 3 metri di sviluppo della palancolata);
- una scogliera a secco dello spessore di 0,8 m a monte della palancolata, lungo tutta la

scarpata arginale.

La banca intermedia ha una larghezza di 4 m; le pendenze della scarpata sono 2,0/1 (h/v) sotto la banca e 2,2/1 sopra di essa.

La sezione-tipo di progetto, con indicazione degli interventi previsti, è riportata in Figura 4.

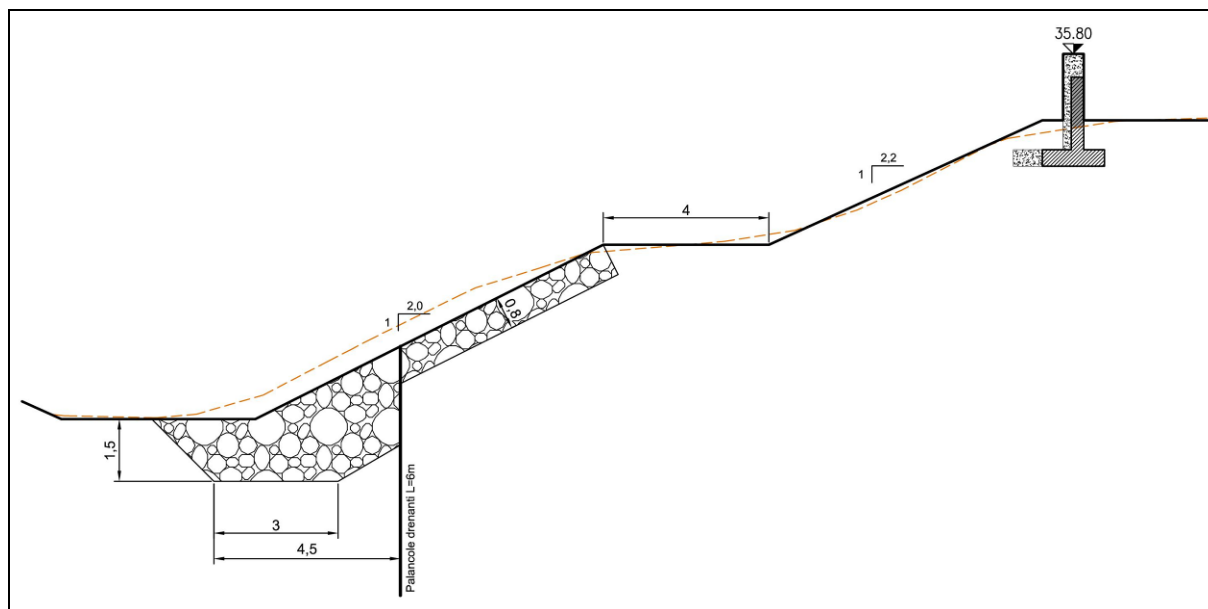


Figura 4 – Sezione di progetto degli interventi tipo “A”

La sezione di calcolo è riportata in Figura 5. I parametri geotecnici sono quelli illustrati al precedente § 2.3 ed in particolare al terreno in posto sono stati assegnati i parametri dei livelli da 2 a 4 mentre all'argine esistente quelli del livello 1.

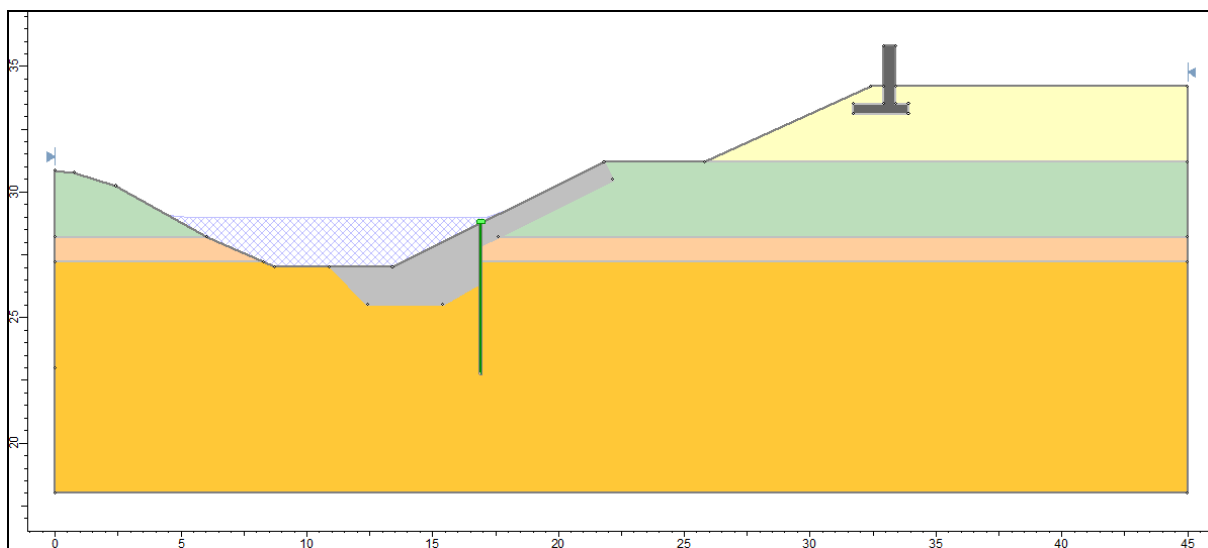


Figura 5 – Geometria di calcolo della sezione

Per la tipologia di palancole adottata (Larssen L601), considerando cautelativamente una perdita di spessore per corrosione di 1 mm, l'area resistente al taglio di un metro di parete è:

$$A_v = (310 - 2 \cdot 7,5) \cdot (6,4 - 1) \cdot 4/3 = 2.124 \text{ mm}^2/\text{m}$$

e quindi il taglio massimamente resistente di progetto è:

$$V_{Rd} = 2.124 \cdot 355 / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 415 \text{ kN/m}$$

arrotondato, per le verifiche contenute nel presente progetto, a 400 kN/m.

Moto di filtrazione

Si riportano i risultati dei calcoli del moto di filtrazione in regime transitorio, avendo imposto una variazione del livello del fiume in condizioni di piena come indicato al precedente § 2.4 (piena di progetto): da Figura 6 a Figura 9 sono rappresentati i contour delle pressioni calcolate nelle quattro differenti fasi: ad inizio piena ($t=0h$), alla fine della salita ($t=24h$), all'inizio della discesa ($t=72h$) ed alla fine della discesa ($t=96h$).

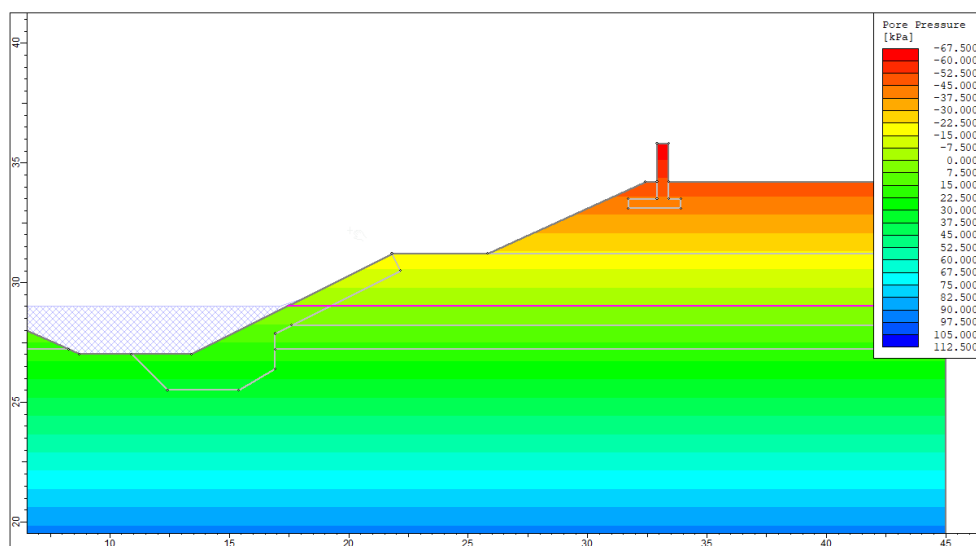


Figura 6 – Moto di filtrazione – $t=0h$ (regime stazionario ad inizio piena)

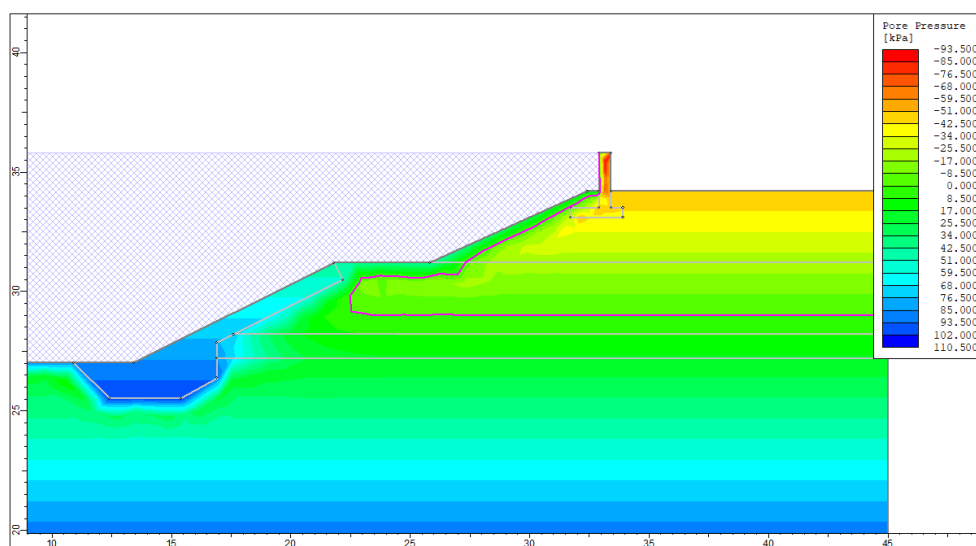


Figura 7 – Moto di filtrazione – $t=24h$ (fine salita)

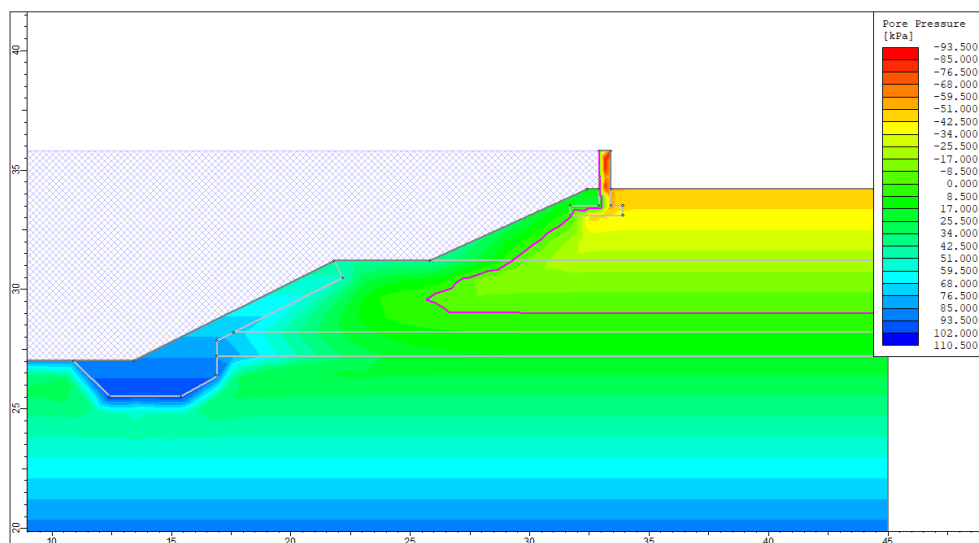


Figura 8 – Moto di filtrazione – t=72h (inizio discesa)

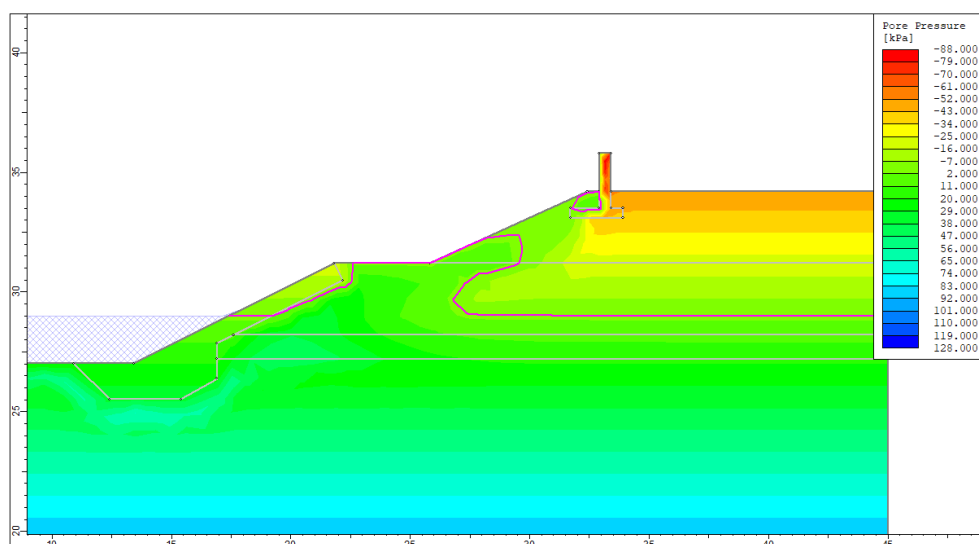


Figura 9 – Moto di filtrazione – t=96h (fine discesa)

Verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli di stabilità; quelli illustrati corrispondono alle condizioni più gravose, e cioè:

- Figura 10: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni drenate;
- Figura 11: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni non drenate;
- Figura 12: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso l'alto;
- Figura 13: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso il basso.

Le verifiche negli altri istanti della piena, qui omesse, sono risultate tutte sempre soddisfatte. Nelle figure viene sempre riportata la superficie con FS minore (valore in verde); sono inoltre evidenziate (valori in nero) solo alcune delle superfici lungo cui è stato eseguito il calcolo, che si ritengono significative per la stabilità del pendio o di parti di esso.

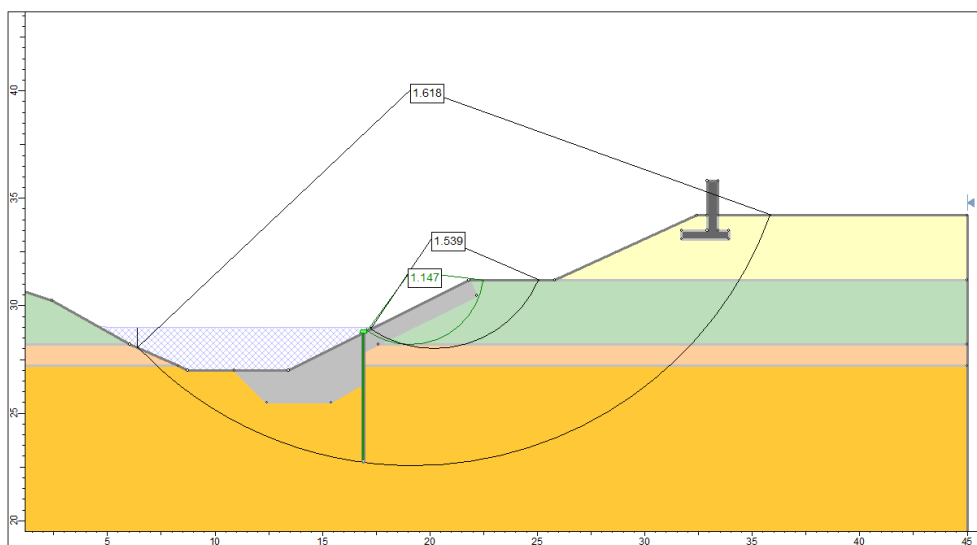


Figura 10 – Verifica di stabilità t=96h (fine discesa), condizioni drenate

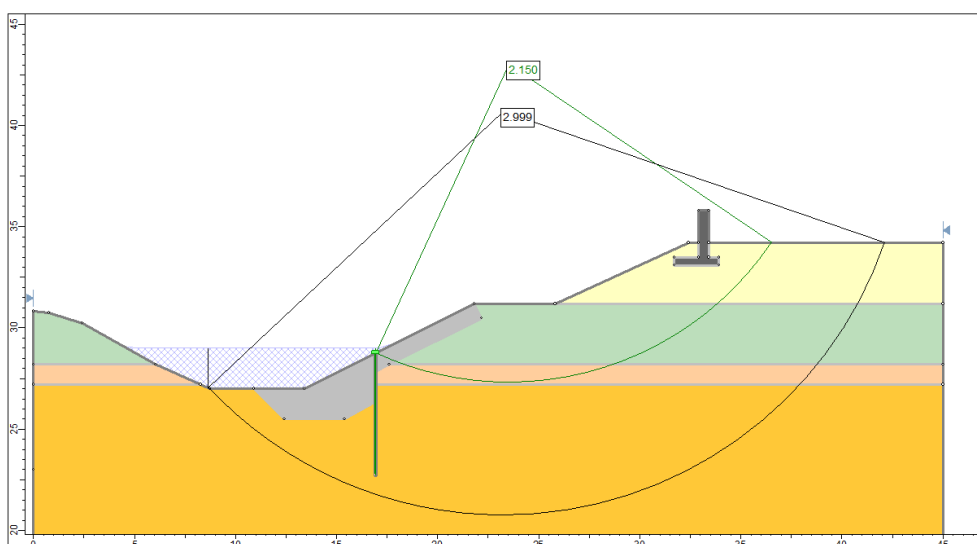


Figura 11 – Verifica di stabilità, t=96h (fine discesa), condizioni non drenate

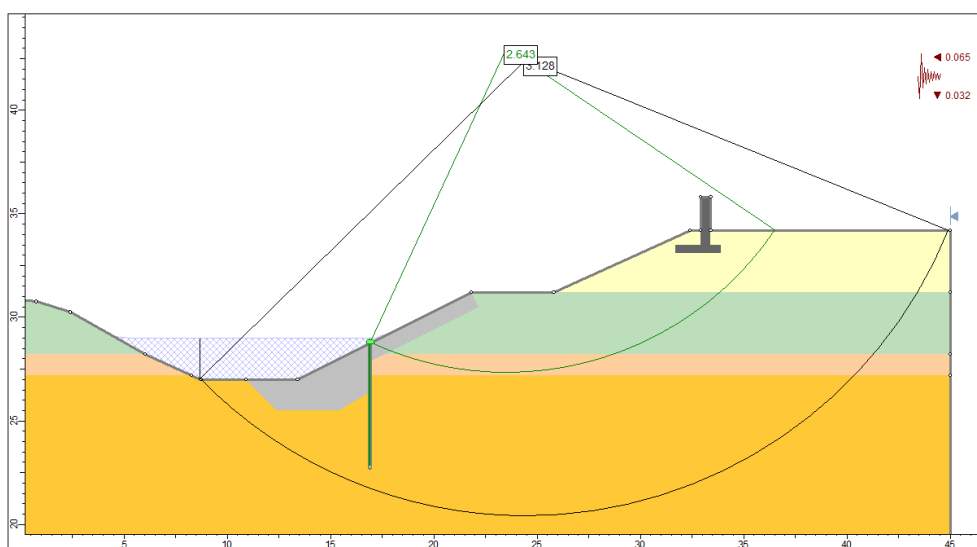


Figura 12 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma+)

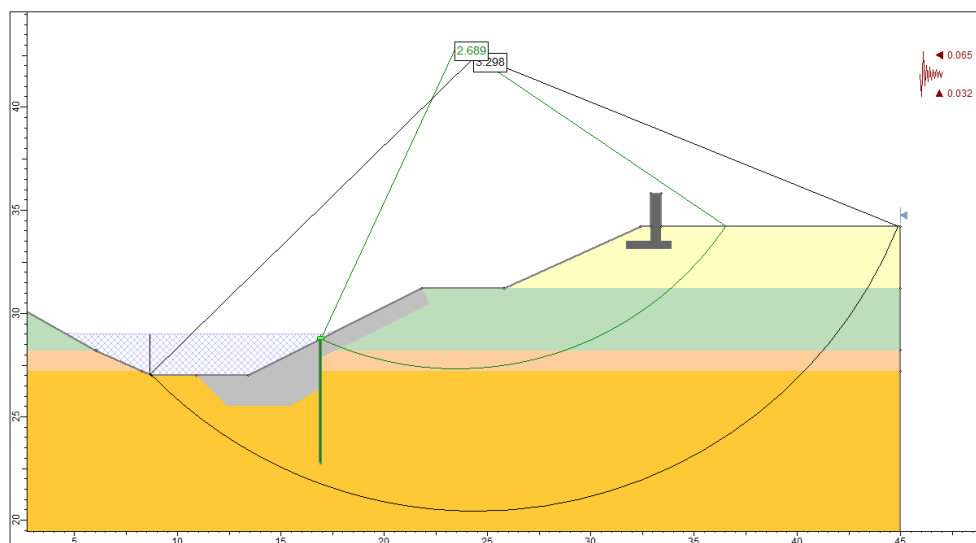


Figura 13 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma-)

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata E_d/R è sempre maggiore di γ_R ($\gamma_R = 1,1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1,2$ per quelle in condizioni sismiche), pertanto le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte.

3.3 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

In questa fase della progettazione si verifica preliminarmente allo SLU a pressoflessione ed a taglio la sezione dei base del paramento del muro in progetto, al fine di dimostrare l'adeguatezza degli spessori e dare una indicazione sul quantitativo di armatura necessaria. Ai soli fini di queste verifiche si assume un calcestruzzo di classe C(25/30) ed un acciaio tipo B450C.

Alla base del paramento agiscono le seguenti azioni:

$$N = 0,5 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 30,0 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,4 \text{ m})^2 \cdot 2,4/3 = 23,0 \text{ kNm/m}$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,4 \text{ m})^2 = 28,8 \text{ kN/m}$$

Le azioni di progetto sono quindi:

$$N_{Ed} = 30,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 23,0 \text{ kNm/m} \cdot 1,3 = 29,9 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 28,8 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 37,4 \text{ kN/m}$$

Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare: $B = 100 \text{ cm}$
 $H = 50 \text{ cm}$
- Armatura al lembo teso (5 Ø16): $A_f = 10,05 \text{ cm}^2$

e con l'azione assiale di progetto $N_{Ed} = 30,0 \text{ kN}$, dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 177,9 \text{ kN}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.32 delle NTC. Con:

b_w	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
d	=	45	cm	Altezza utile della sezione
A_{sl}	=	1005	mm ²	Area dell'armatura longitudinale tesa
ρ_1	=	0.0022	-	Rapporto geometrico armatura tesa [$A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$]
σ_{cp}	=	0.0000	MPa	Tensione media di compressione [$N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$]
k	=	1.6667	-	[$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$]
v_{min}	=	0.3765	MPa	[$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$]

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 160 \text{ kN}$$

Siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

4. INTERVENTO TIPO “B”

4.1 PREMESSE

L'intervento tipo “B” consiste in un ringrosso arginale con adeguamento della quota di testa. La sezione di progetto è riportata in Figura 39, la geometria di calcolo in Figura 15. I parametri geotecnici sono quelli illustrati al precedente § 2.3 ed in particolare al terreno in posto sono stati assegnati i parametri dei livelli da 2 a 4 mentre al ringrosso arginale previsto in progetto quelli del livello 1.

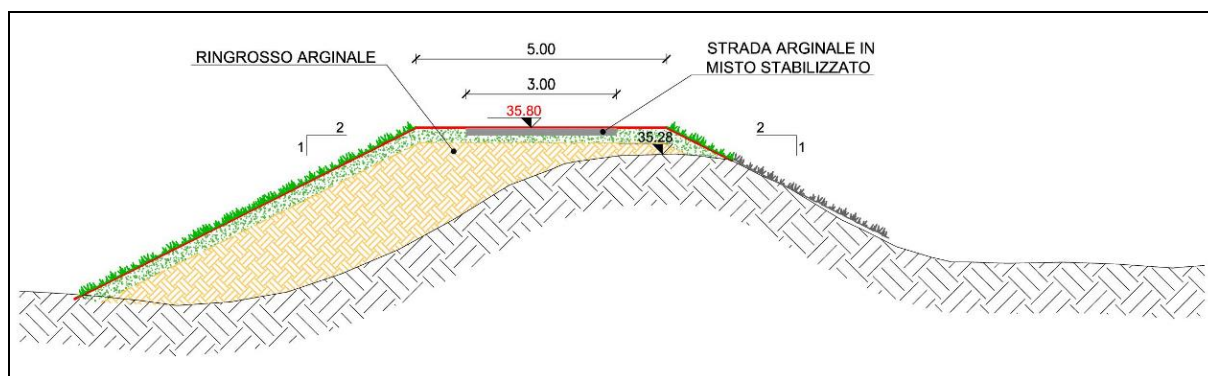


Figura 14 – Interventi tipo “B”

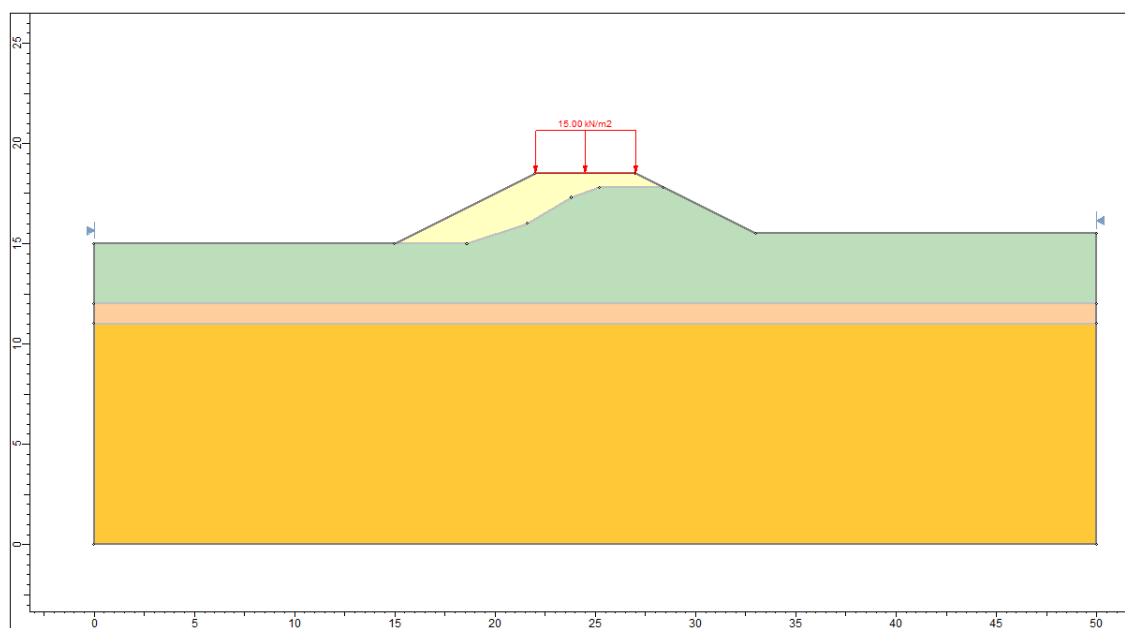


Figura 15 – Geometria di calcolo della sezione

4.2 MOTO DI FILTRAZIONE

Moto di filtrazione

Si riportano i risultati dei calcoli del moto di filtrazione in regime transitorio, avendo imposto una variazione del livello fiume in condizioni di piena come indicato al precedente § 2.4 (piena di progetto): da Figura 16 a Figura 19 sono rappresentati i contour delle pressioni calcolate nelle quattro differenti fasi: ad inizio piena ($t=0h$), alla fine della salita ($t=24h$), all'inizio della discesa ($t=72h$) ed alla fine della discesa ($t=96h$).

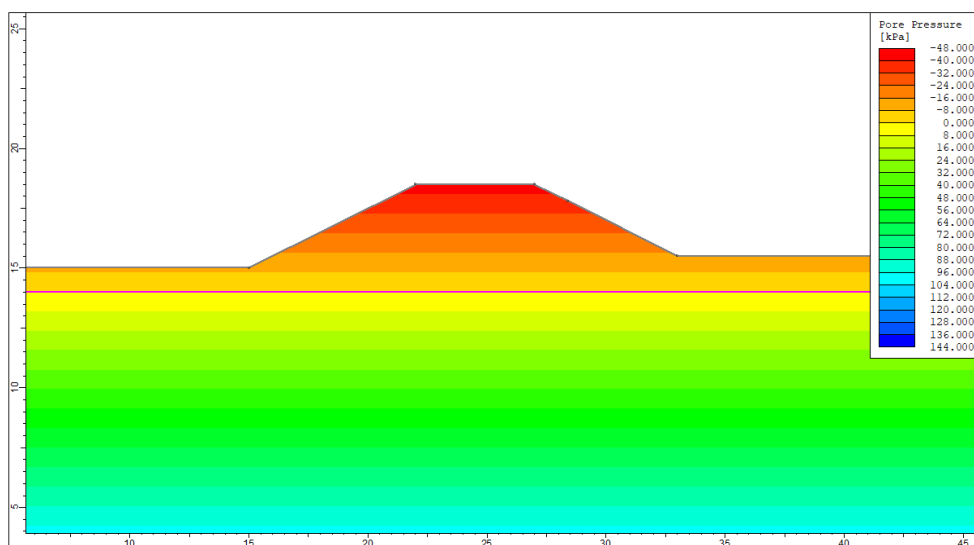


Figura 16 – Moto di filtrazione – $t=0h$ (regime stazionario ad inizio piena)

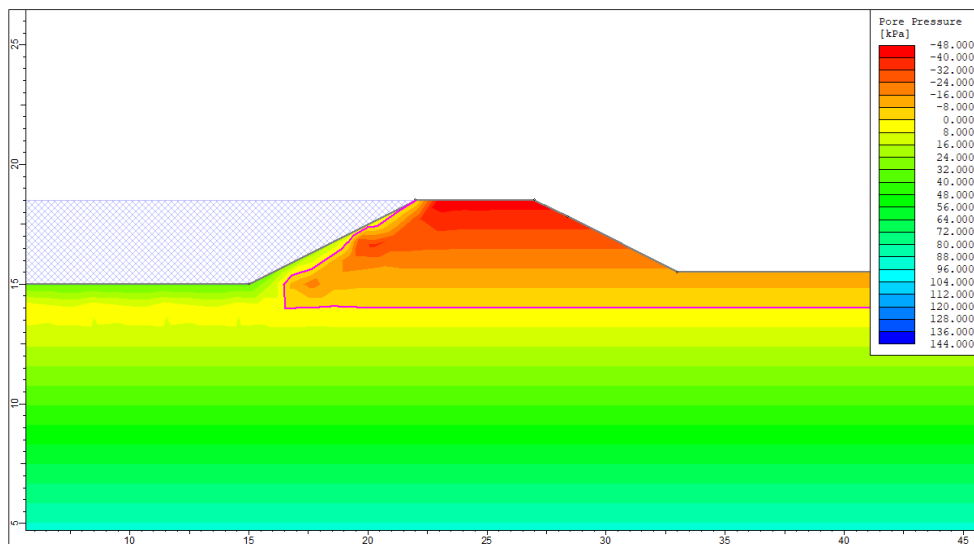


Figura 17 – Moto di filtrazione – $t=24h$ (fine salita)

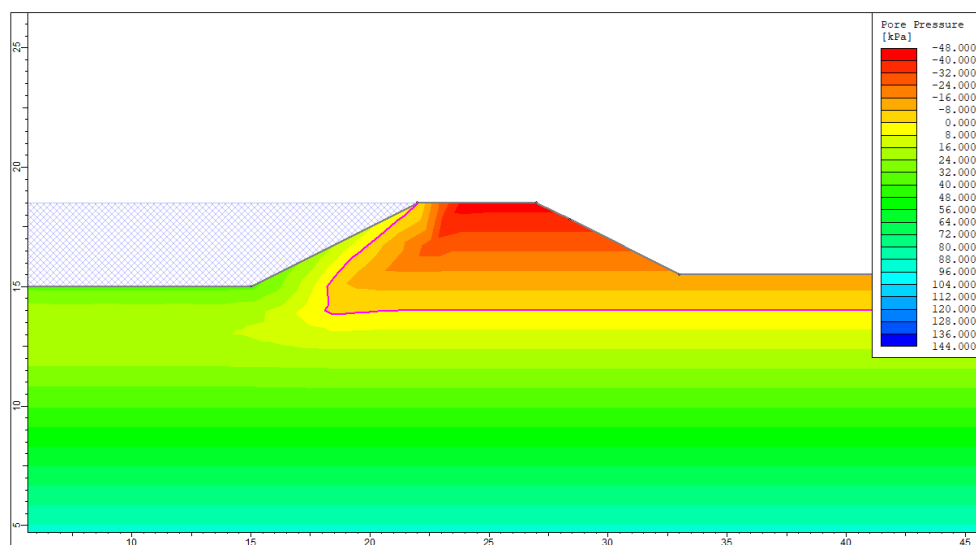


Figura 18 – Moto di filtrazione – t=72h (inizio discesa)

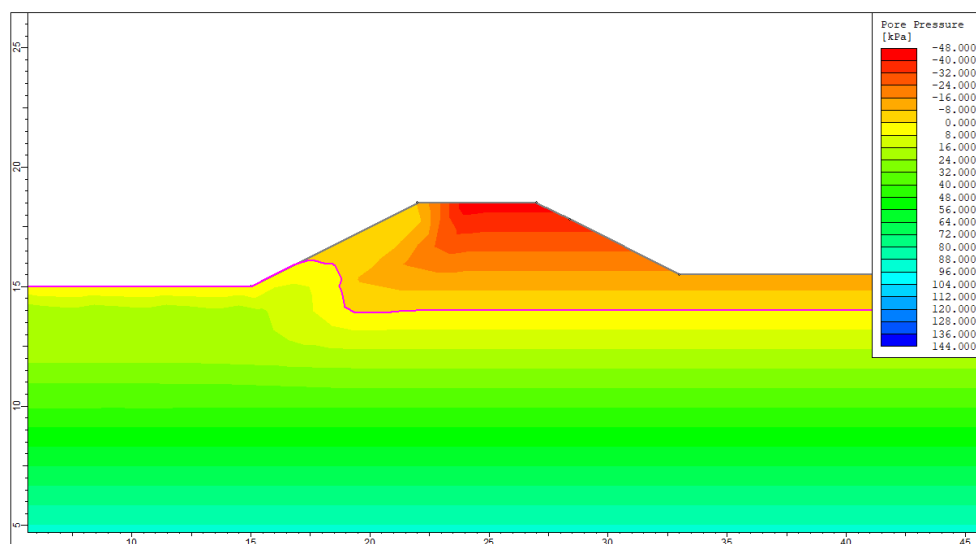


Figura 19 – Moto di filtrazione – t=96h (fine discesa)

4.3 VERIFICHE DI STABILITÀ

Verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli di stabilità; quelli illustrati corrispondono alle condizioni più gravose, e cioè:

- Figura 20 e Figura 21: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni drenate lato fiume e lato campagna;
- Figura 22 e Figura 23: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni non drenate lato fiume e lato campagna;
- Figura 24 e Figura 25: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso l'alto lato fiume e lato campagna;

- Figura 26 e Figura 27: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso il basso lato fiume e lato campagna.

Le verifiche negli altri istanti della piena, qui omesse, sono risultate tutte sempre soddisfatte. Nelle figure viene sempre riportata la superficie con FS minore (valore in verde); sono inoltre evidenziate (valori in nero) solo alcune delle superfici lungo cui è stato eseguito il calcolo, che si ritengono significative per la stabilità del pendio o di parti di esso.

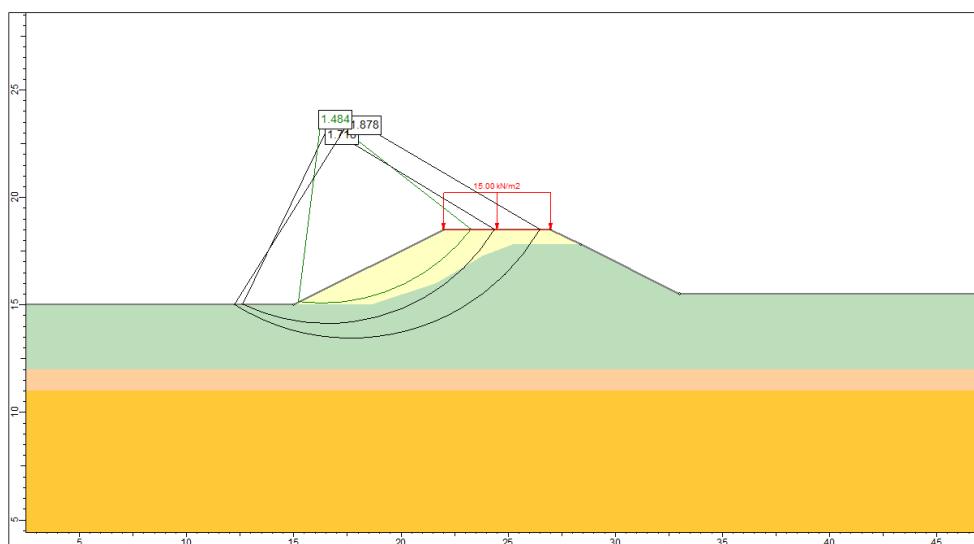


Figura 20 – Verifica di stabilità t=96h (fine discesa), condizioni drenate lato fiume

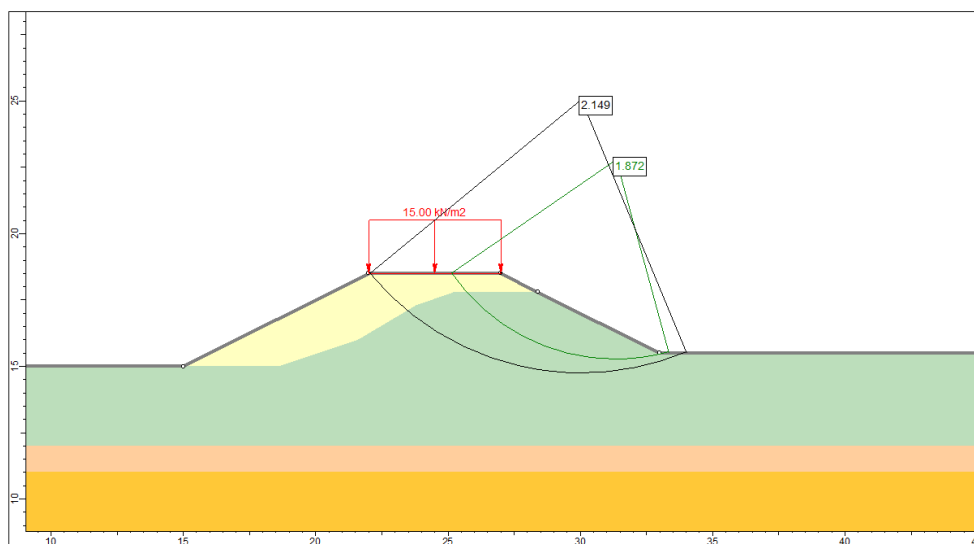


Figura 21 – Verifica di stabilità t=96h (fine discesa), condizioni drenate lato campagna

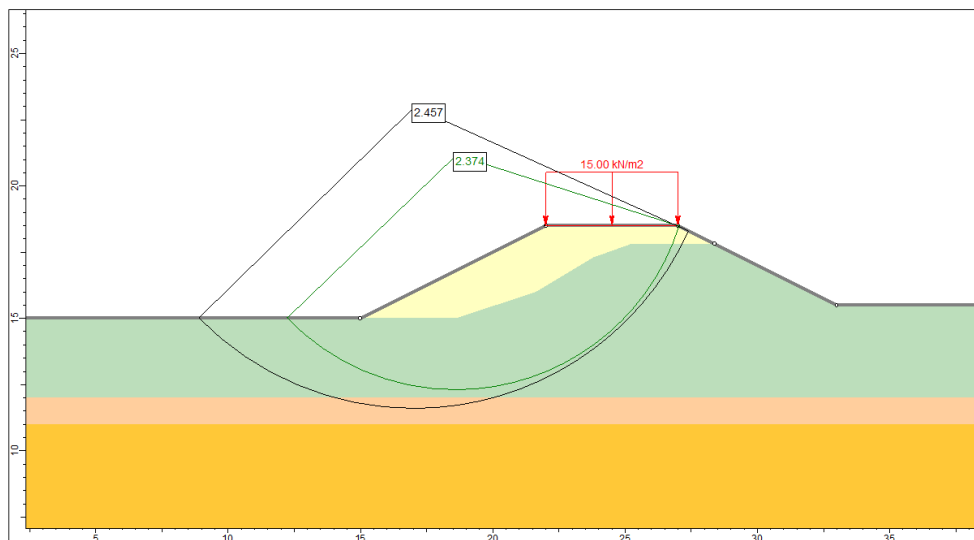


Figura 22 – Verifica di stabilità, t=96h (fine discesa), condizioni non drenate lato fiume

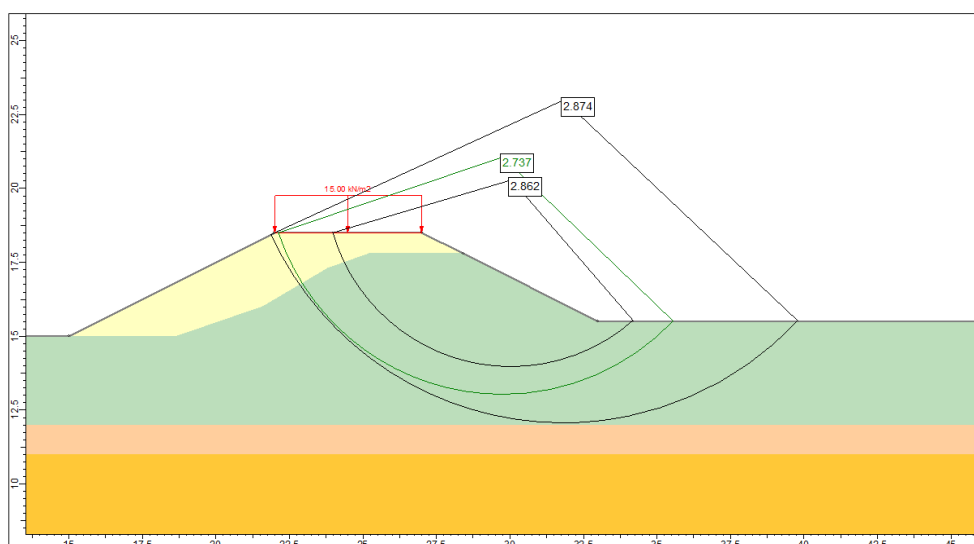


Figura 23 – Verifica di stabilità, t=96h (fine discesa), condizioni non drenate lato campagna

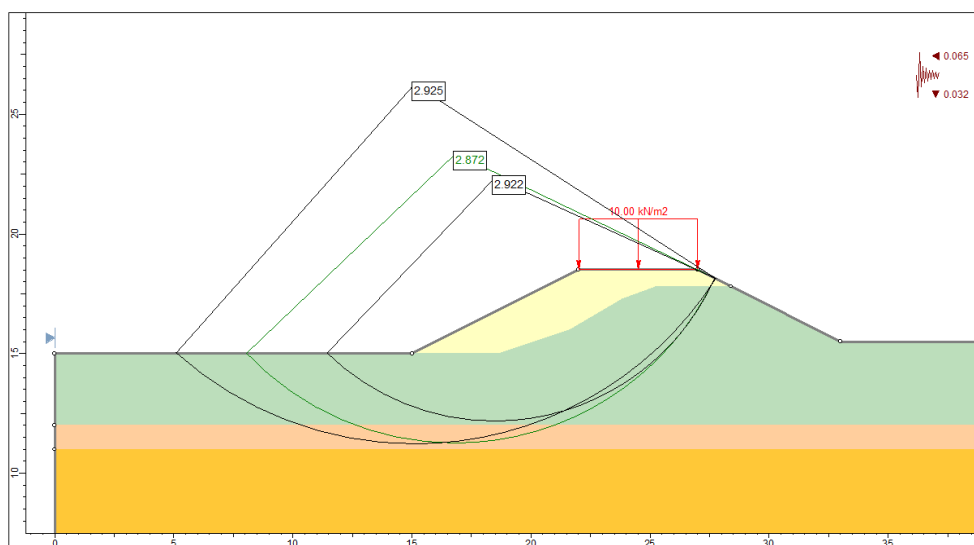


Figura 24 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma+) lato fiume

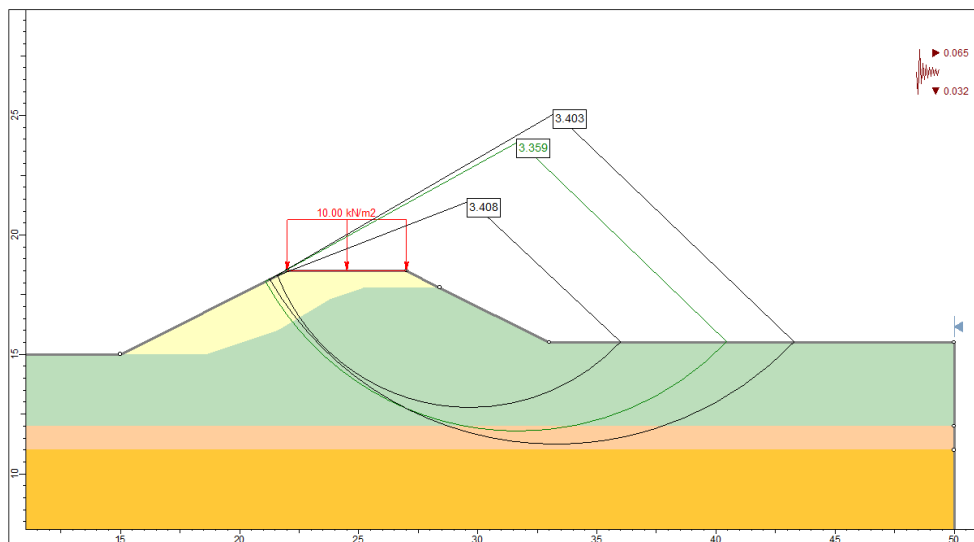


Figura 25 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma+) lato campagna

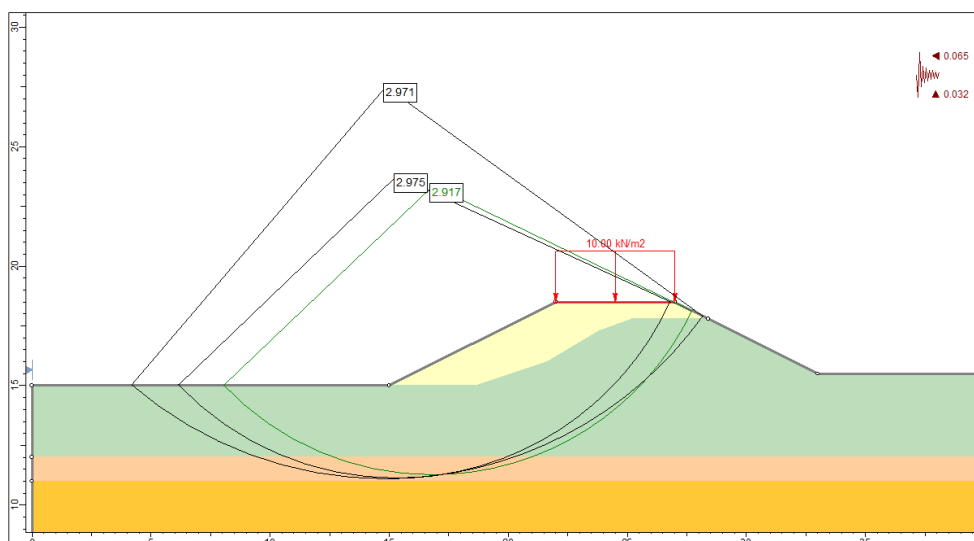


Figura 26 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma-) lato fiume

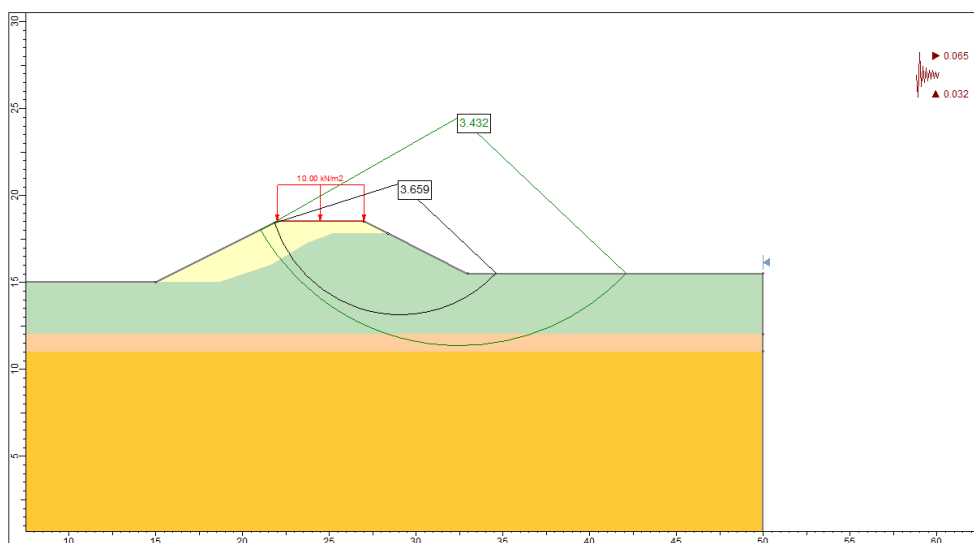


Figura 27 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma-) lato campagna

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata E_d/R è sempre maggiore di γ_R ($\gamma_R = 1,1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1,2$ per quelle in condizioni sismiche), pertanto le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte.

5. INTERVENTO TIPO “C”

5.1 PREMESSE

L'intervento tipo “C” consiste nella realizzazione di un nuovo rilevato arginale. La sezione di progetto è riportata in Figura 28, la geometria di calcolo in Figura 29. I parametri geotecnici sono quelli illustrati al precedente § 2.3 ed in particolare al terreno in posto sono stati assegnati i parametri dei livelli da 2 a 4 mentre al nuovo rilevato arginale quelli del livello 1.

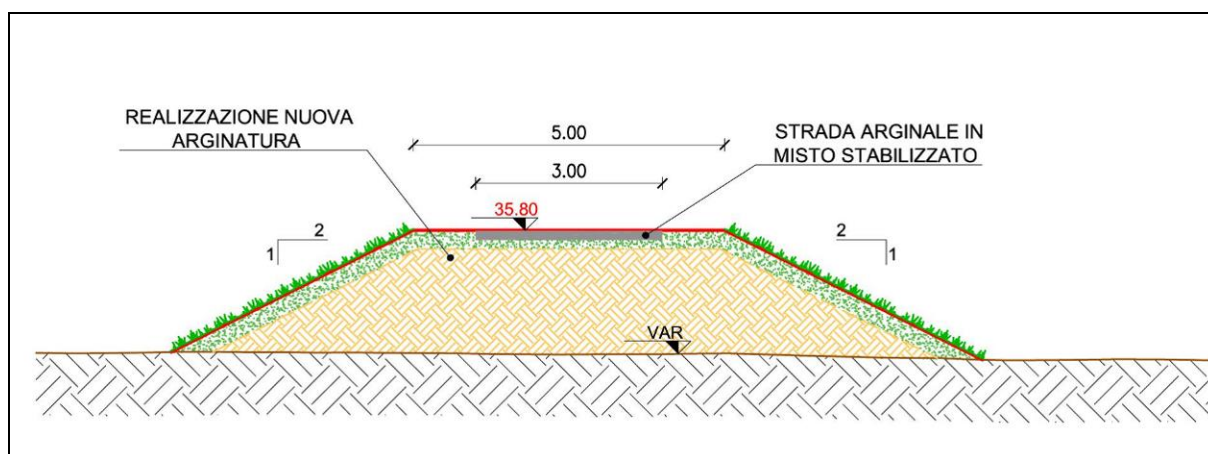


Figura 28 – Interventi tipo “C”

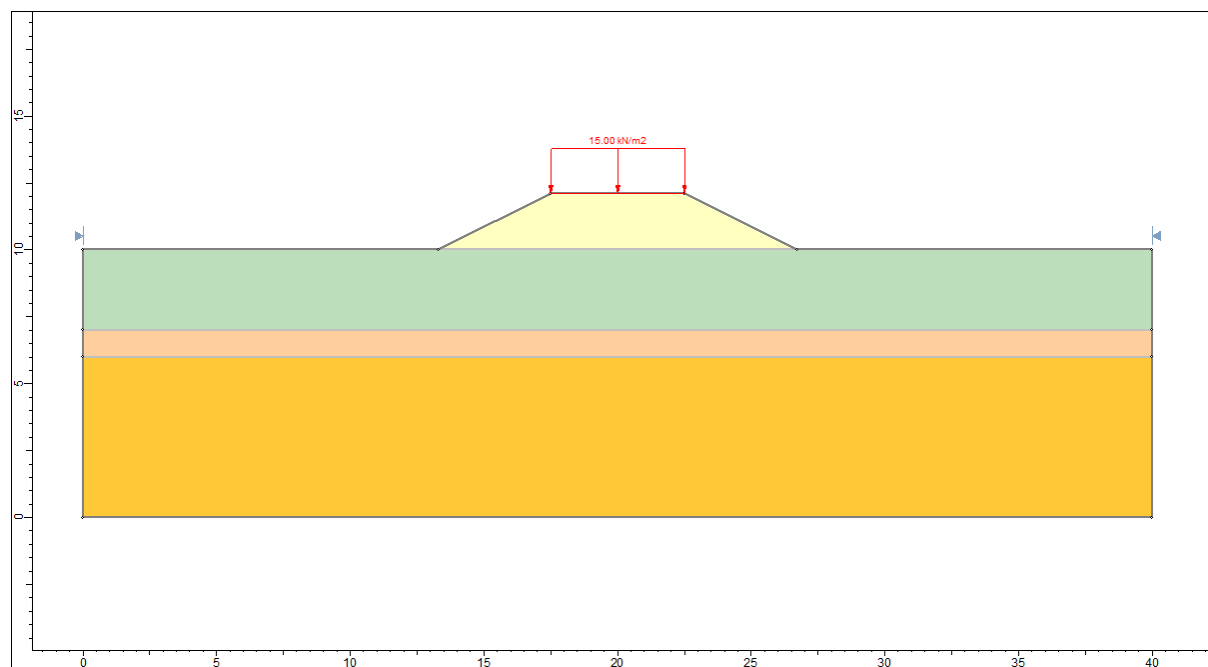


Figura 29 – Geometria di calcolo della sezione

5.2 MOTO DI FILTRAZIONE

Moto di filtrazione

Si riportano i risultati dei calcoli del moto di filtrazione in regime transitorio, avendo imposto una variazione del livello fiume in condizioni di piena come indicato al precedente § 2.4 (piena di progetto): da Figura 30 a Figura 33 sono rappresentati i contour delle pressioni calcolate nelle quattro differenti fasi: ad inizio piena ($t=0h$), alla fine della salita ($t=24h$), all'inizio della discesa ($t=72h$) ed alla fine della discesa ($t=96h$).

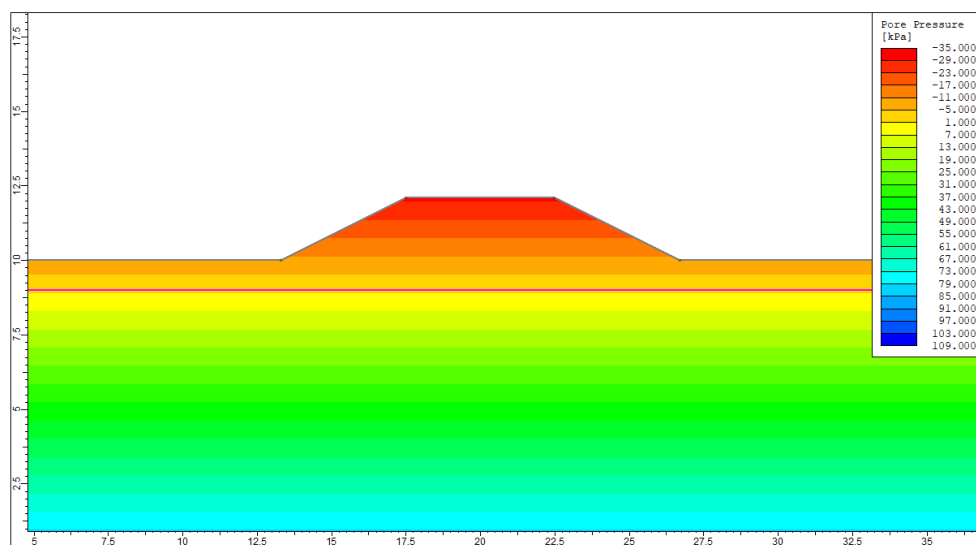


Figura 30 – Moto di filtrazione – $t=0h$ (regime stazionario ad inizio piena)

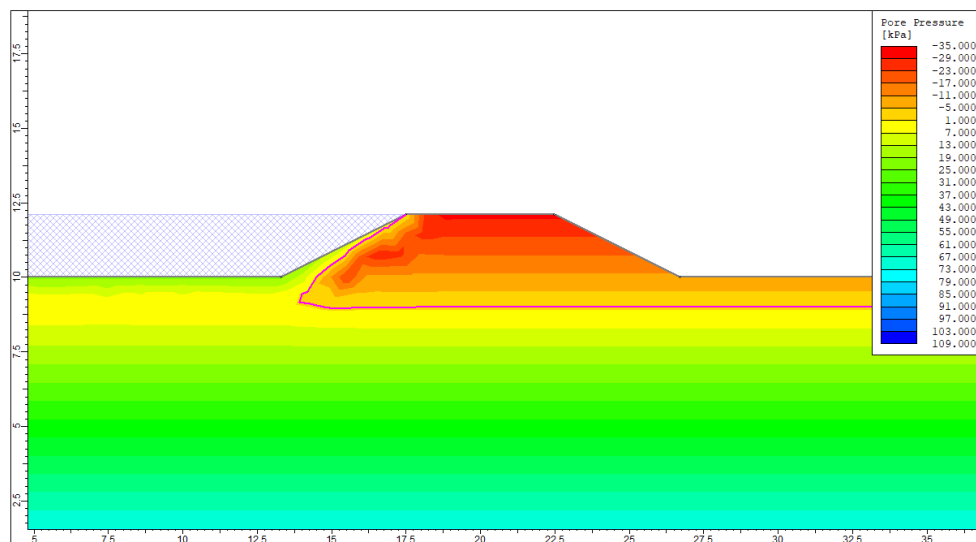


Figura 31 – Moto di filtrazione – $t=24h$ (fine salita)

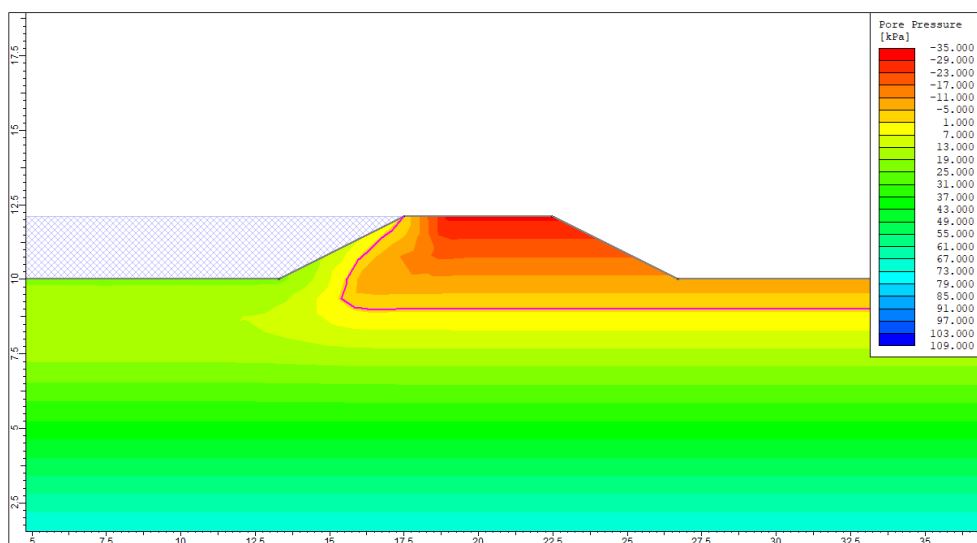


Figura 32 – Moto di filtrazione – t=72h (inizio discesa)

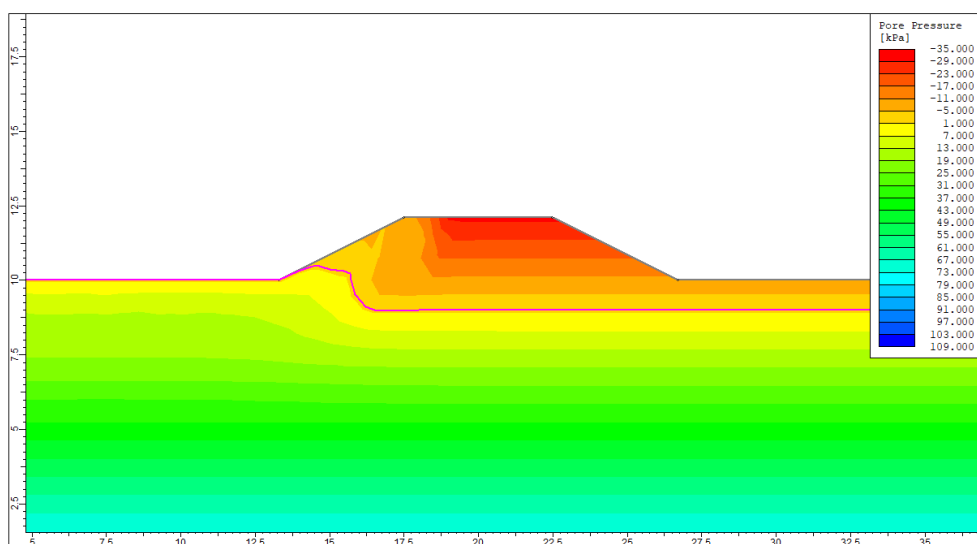


Figura 33 – Moto di filtrazione – t=96h (fine discesa)

5.3 VERIFICHE DI STABILITÀ

Verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli di stabilità; quelli illustrati corrispondono alle condizioni più gravose, e cioè:

- Figura 34: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni drenate;
- Figura 35: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni non drenate;
- Figura 36: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso l'alto;
- Figura 37: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso il basso.

Le verifiche negli altri istanti della piena, qui omesse, sono risultate tutte sempre soddisfatte. Nelle figure viene sempre riportata la superficie con FS minore (valore in verde); sono inoltre

evidenziate (valori in nero) solo alcune delle superfici lungo cui è stato eseguito il calcolo, che si ritengono significative per la stabilità del pendio o di parti di esso.

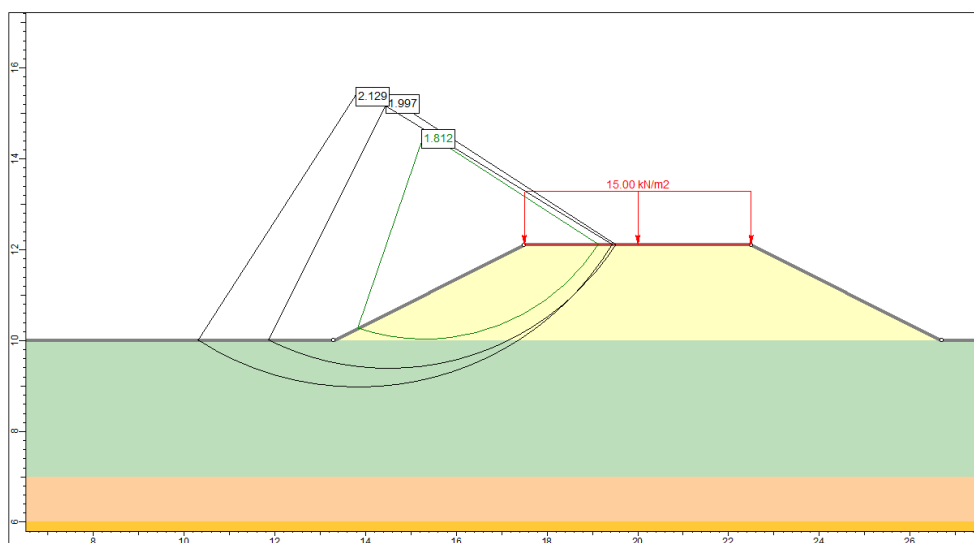


Figura 34 – Verifica di stabilità $t=96h$ (fine discesa), condizioni drenate

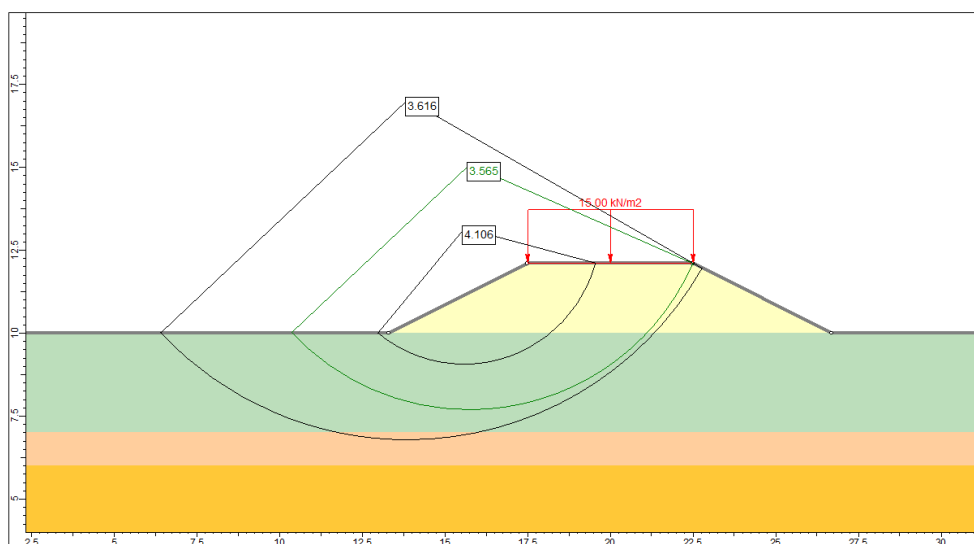


Figura 35 – Verifica di stabilità, $t=96h$ (fine discesa), condizioni non drenate

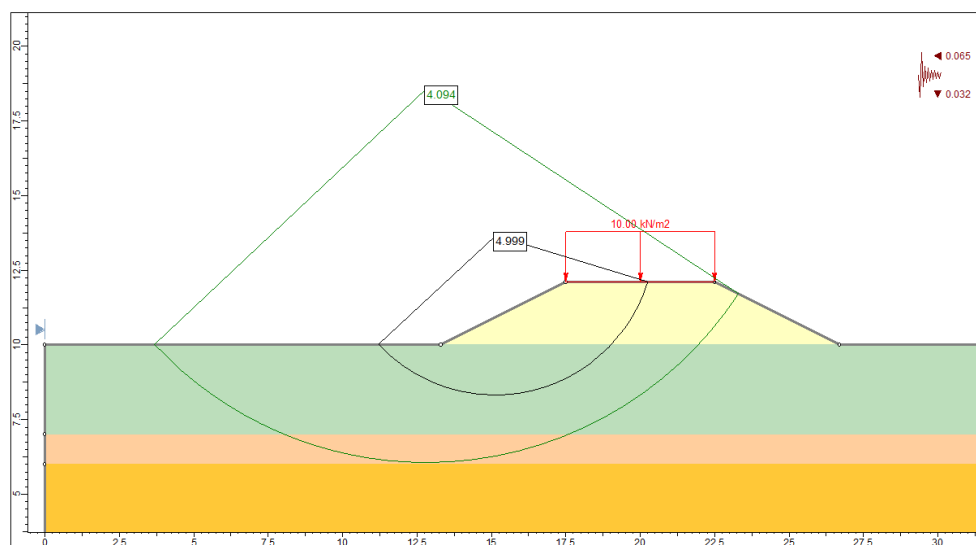


Figura 36 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma+)

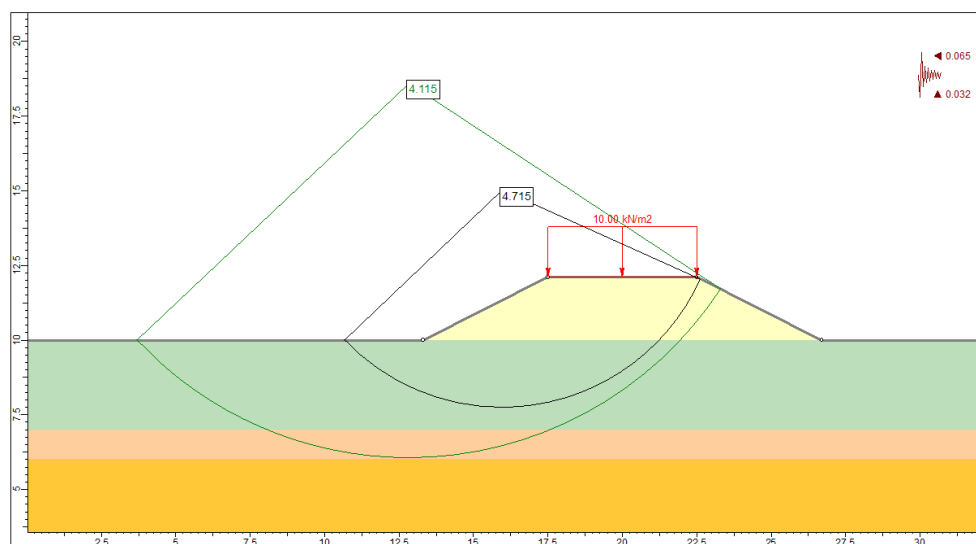


Figura 37 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma-)

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata E_d/R è sempre maggiore di γ_R ($\gamma_R = 1,1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1,2$ per quelle in condizioni sismiche), pertanto le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte.

6. INTERVENTO TIPO “D”

6.1 PREMESSE

L'intervento Tipo “D” consiste nella realizzazione di un muro a mensola in c.a. di contenimento dell'acqua del fiume, che si sviluppa per circa 225 m. La verifica si conduce sul manufatto di maggiore altezza. Il piano di fondazione è a circa 1 m dal piano campagna e la sommità emerge di circa 1,3 m fuori terra. In Figura 38 è rappresentata la sezione di calcolo.

I paramenti sono verticali e le principali dimensioni sono:

- altezza del paramento: 2,00 m
- spessore della fondazione: 0,40 m
- altezza totale: 2,40 m
- spessore paramento: 0,40 m
- larghezza fondazione lato fiume: 0,90 m
- larghezza fondazione lato campagna: 0,50 m
- larghezza totale fondazione: 1,80 m

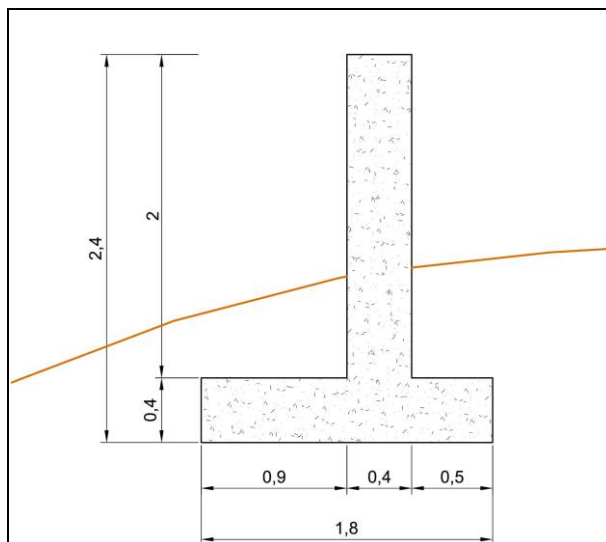


Figura 38 – Geometria di calcolo

Le verifiche sono condotte su una sezione di spessore 1 m.

Sia lato fiume che lato campagna è presente terreno di rinterro, con spessore assunto uguale su entrambi i lati ed ipotizzato cautelativamente pari a 0,80 m rispetto al piano di fondazione del manufatto.

Nelle verifiche non è considerata, a favore di sicurezza, la resistenza passiva del terreno di rinterro; non è neppure considerata la spinta attiva del terreno, visto appunto che questo è

presente a pari livello su entrambi i lati. Lo spessore del rinterro è però considerato come sovraccarico agli effetti della verifica di capacità portante della fondazione.

La quota idrica di dimensionamento coincide con la sommità del muro.

Dai risultati del moto di filtrazione che si instaura durante la piena, illustrati al successivo § 6.2.4, risulta che la sottopressione lungo il piano di fondazione è sempre nulla durante le fasi della piena considerata.

Si illustrano solamente le verifiche in condizioni statiche in quanto più gravose e quindi dimensionanti rispetto a quelle in condizioni sismiche; infatti le azioni sismiche sono di gran lunga inferiori rispetto alla spinta idrostatica e la condizione sismica non è concomitante con la piena. In condizioni sismiche, le uniche verifiche significative sono quelle di stabilità globale.

6.2 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

6.2.1 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Le forze agenti sono:

- peso proprio del muro: 38,0 kN
- peso dell'acqua sulla fondazione lato fiume: 18,0 kN
- spinta dell'acqua: 28,8 kN

Le azioni orizzontali e verticali di progetto sono:

$$N_{Ed} = 38,0 \text{ kN} + 18,0 \text{ kN} = 56,0 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 28,8 \text{ kN} \times 1,3 = 37,4 \text{ kN}$$

e:

$$R_d = N_{Ed} \cdot \operatorname{tg}(\varnothing') + c \cdot L = 56,0 \text{ kN} \cdot \operatorname{tg}(27) + 10 \text{ kPa} \cdot 1,80 \text{ m}^2 = 46,5 \text{ kN}$$

$$(R_d / \gamma_R) / T_{Ed} = 46,5 / 1,1 / 37,4 = 1,13 > 1$$

quindi la verifica è soddisfatta.

6.2.2 RIBALTAMENTO

I momenti agenti rispetto al punto estremo di valle della fondazione sono:

- muro: 30,2 kNm
- acqua sulla fondazione lato fiume: 24,3 kNm
- spinta dell'acqua: 23,0 kNm

I momenti stabilizzanti e ribaltanti di progetto sono:

$$M_{stab,Ed} = 30,2 \text{ kNm} + 24,3 \text{ kNm} = 54,5 \text{ kNm}$$

$$M_{rib,Ed} = 23,0 \text{ kNm} \times 1,3 = 29,9$$

e:

$$(M_{stab,Ed} / \gamma_R) / M_{rib,Ed} = 54,5 / 1,15 / 29,9 = 1,58 > 1$$

quindi la verifica è soddisfatta.

6.2.3 COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO

Dalle precedenti verifiche si ha:

- risultante verticale delle azioni (di progetto): $N_{Ed} = 56,0 \text{ kN}$
- momento stabilizzante (di progetto): $M_{stab,Ed} = 54,5 \text{ kNm}$
- momento ribaltante (di progetto): $M_{rib,Ed} = 29,9 \text{ kNm}$

da cui si ricava:

- eccentricità: $e = 0,46 \text{ m}$
(risultante fuori dal terzo medio)

Il carico limite della fondazione in esame risulta:

$$Q_{lim} = 91,3 \text{ kN}$$

essendo:

- base efficace: $B_{eff} = 0,90 \text{ m}$
- fattori di capacità portante:
 $N_q = 13,20$
 $N_c = 23,94$
 $N_\gamma = 14,47$
- coefficienti inclinazione carico:
 $i_q = 0,24$
 $i_c = 0,18$
 $i_\gamma = 0,12$
- pressione limite: $q_{lim} = 104,2 \text{ kN/m}^2$

Siccome risulta:

$$(Q_{lim} / \gamma_R) / N_{Ed} = 91,3 \text{ kN} / 1,4 / 56,0 \text{ kN} = 1,16 > 1$$

la verifica di capacità portante della fondazione è soddisfatta.

6.2.4 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La sezione di progetto, con indicata la geometria di calcolo, è riportata in Figura 39. I parametri geotecnici sono quelli illustrati al precedente § 2.3 ed in particolare al terreno in porto sono stati assegnati i parametri dei livelli da 2 a 4.

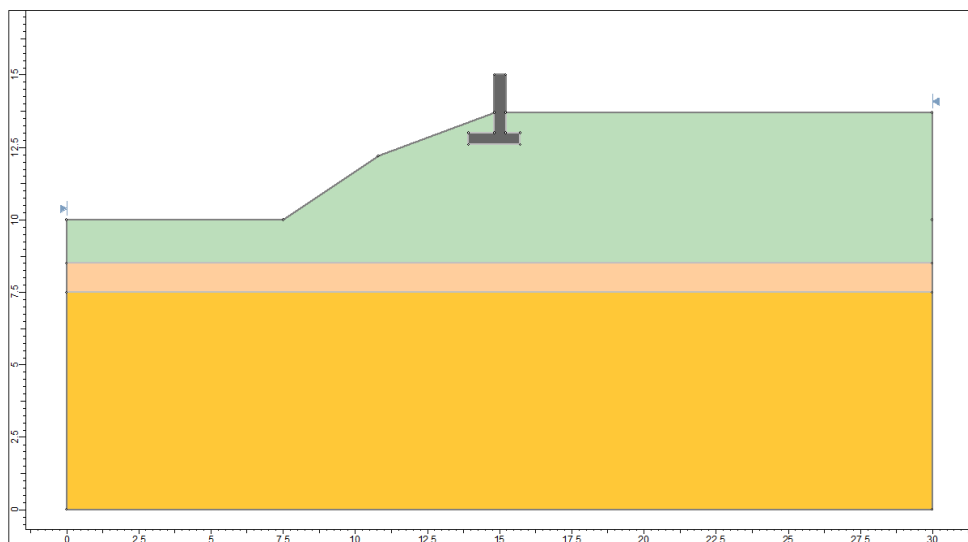


Figura 39 – Geometria di calcolo della sezione

Moto di filtrazione

Si riportano i risultati dei calcoli del moto di filtrazione in regime transitorio, avendo imposto una variazione del livello fiume in condizioni di piena come indicato al precedente § 2.4 (piena di progetto): da Figura 40 a Figura 43 sono rappresentati i contour delle pressioni calcolate nelle quattro differenti fasi: ad inizio piena ($t=0h$), alla fine della salita ($t=24h$), all'inizio della discesa ($t=72h$) ed alla fine della discesa ($t=96h$).

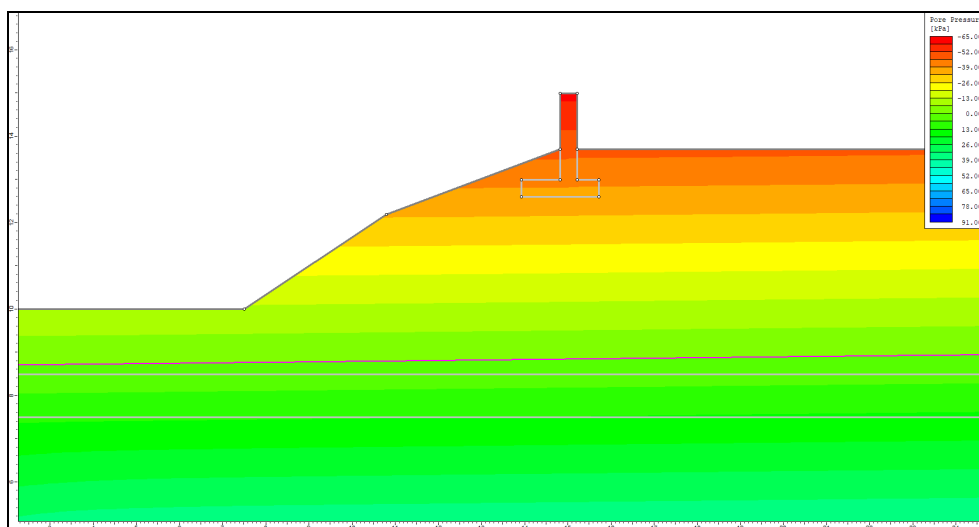


Figura 40 – Moto di filtrazione – $t=0h$ (regime stazionario ad inizio piena)

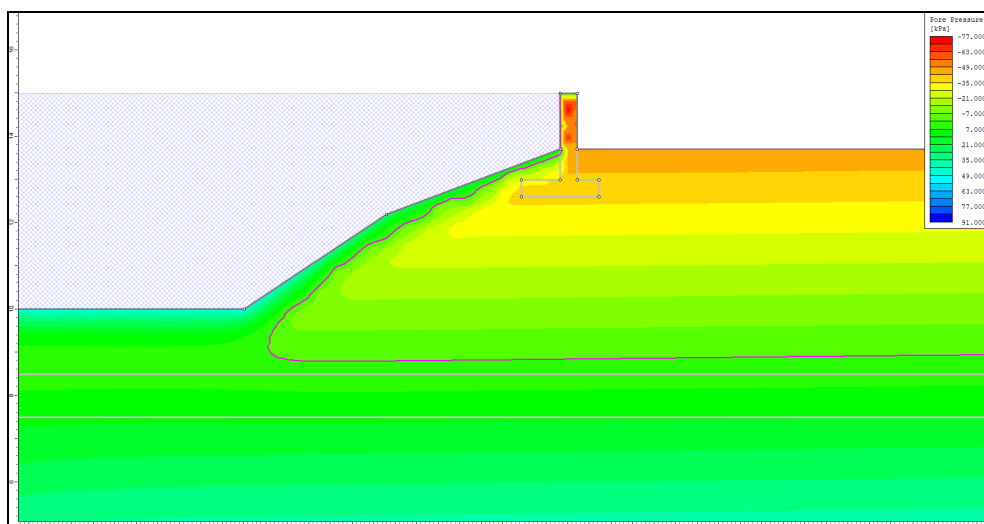


Figura 41 – Moto di filtrazione – t=24h (fine salita)

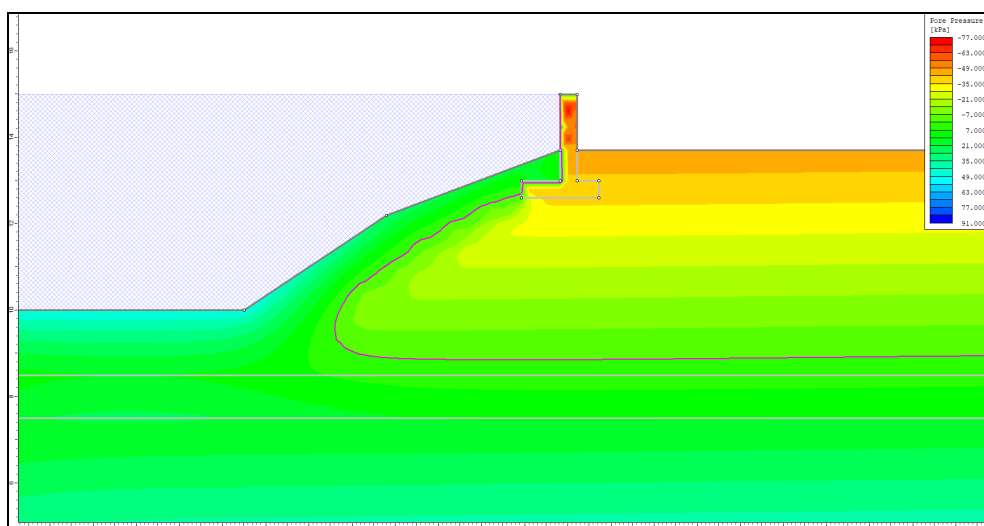


Figura 42 – Moto di filtrazione – t=72h (inizio discesa)

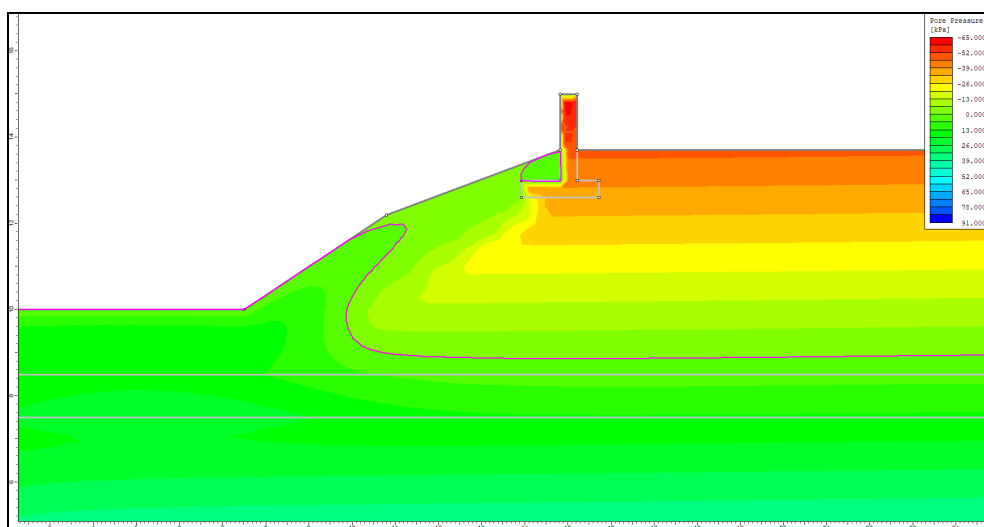


Figura 43 – Moto di filtrazione – t=96h (fine discesa)

Verifiche di stabilità

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli di stabilità; quelli illustrati corrispondono alle condizioni più gravose, e cioè:

- Figura 44: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni drenate;
- Figura 45: verifiche in corrispondenza dell'istante di fine piena, condizioni non drenate;
- Figura 46: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso l'alto;
- Figura 47: verifiche in condizioni sismiche, con sisma verticale verso il basso.

Le verifiche negli altri istanti della piena, qui omesse, sono risultate tutte sempre soddisfatte. Nelle figure viene sempre riportata la superficie con FS minore (valore in verde); sono inoltre evidenziate (valori in nero) solo alcune delle superfici lungo cui è stato eseguito il calcolo, che si ritengono significative per la stabilità del pendio o di parti di esso.

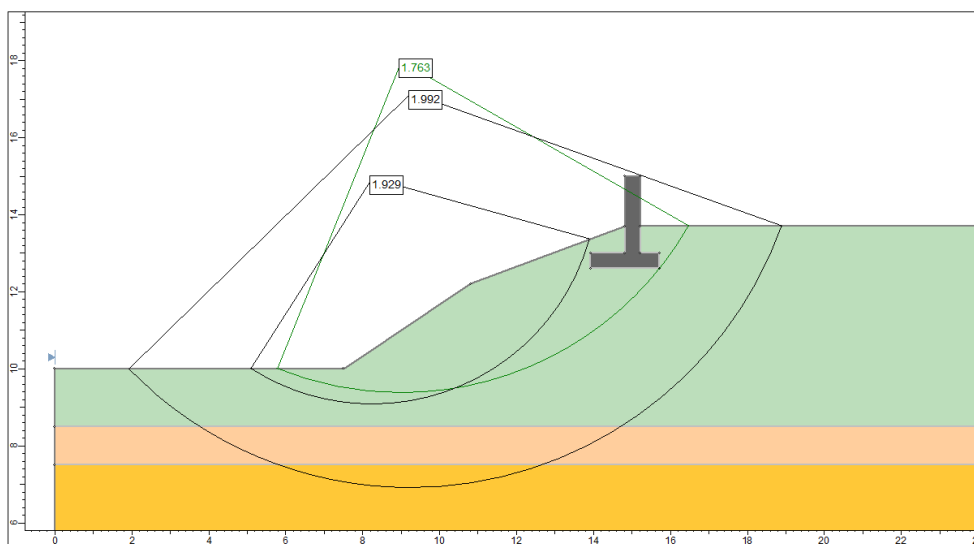


Figura 44 – Verifica di stabilità t=96h (fine discesa), condizioni drenate

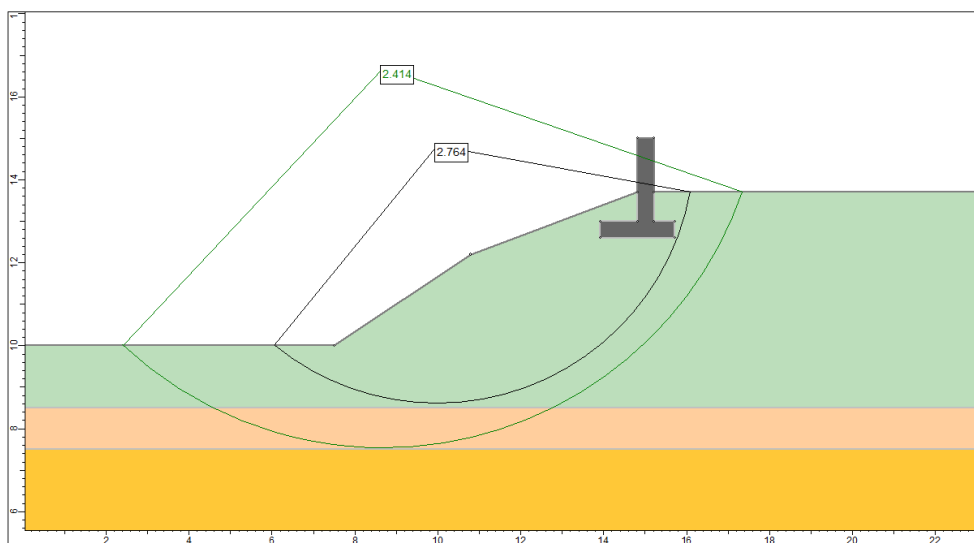


Figura 45 – Verifica di stabilità, t=96h (fine discesa), condizioni non drenate

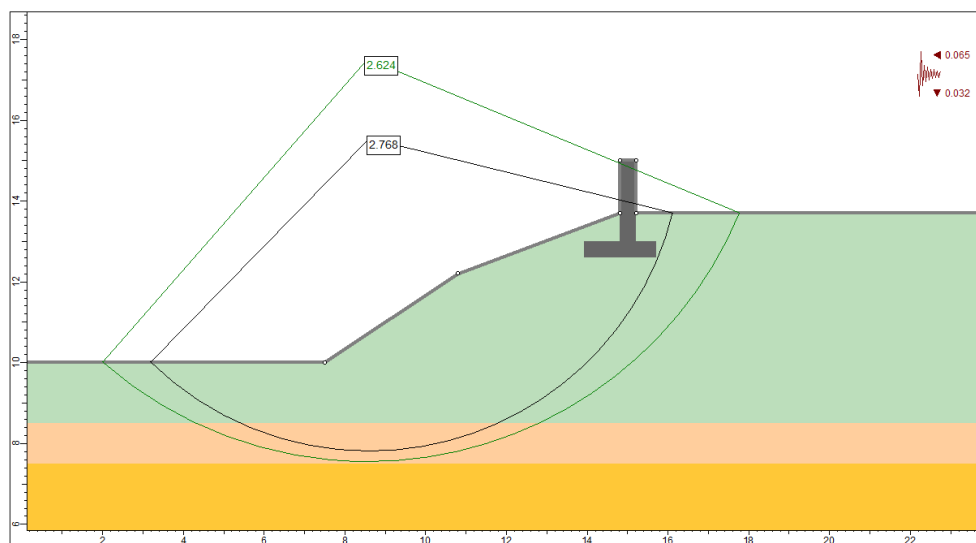


Figura 46 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma+)

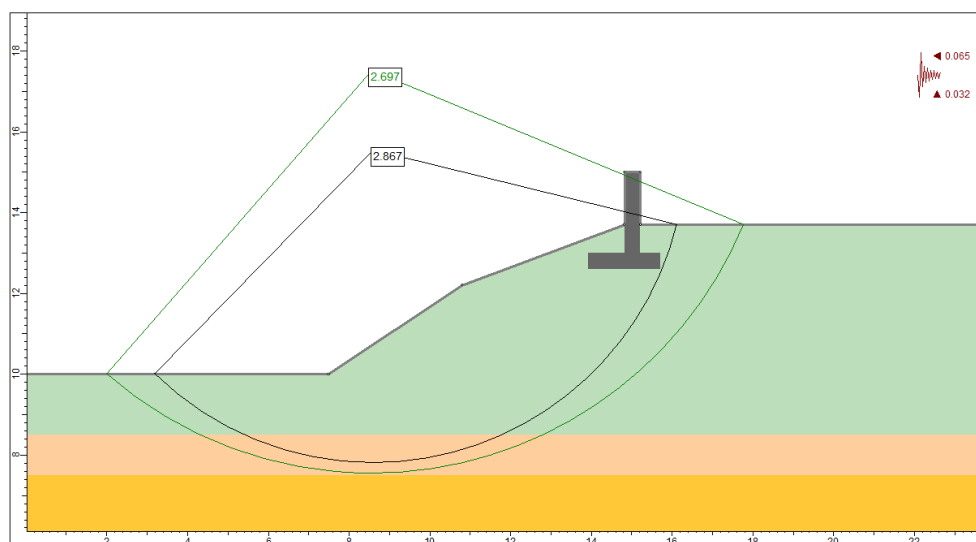


Figura 47 – Verifica di stabilità in condizioni sismiche (sisma-)

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata E_d/R è sempre maggiore di γ_R ($\gamma_R = 1,1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1,2$ per quelle in condizioni sismiche), pertanto le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte.

6.3 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

In questa fase della progettazione si verifica preliminarmente allo SLU a pressoflessione ed a taglio la sezione dei base del paramento, al fine di dimostrare l'adeguatezza degli spessori e dare una indicazione sul quantitativo di armatura necessaria. Ai soli fini di queste verifiche si assume un calcestruzzo di classe C(25/30) ed un acciaio tipo B450C.

Alla base del paramento agiscono le seguenti azioni:

$$N = 0,4 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 20,0 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,0 \text{ m})^2 \cdot 2,0/3 = 13,3 \text{ kNm/m}$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,0 \text{ m})^2 = 20,0 \text{ kN/m}$$

Le azioni di progetto sono:

$$N_{Ed} = 20,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 13,3 \text{ kNm/m} \cdot 1,3 = 17,3 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 20,0 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 26,0 \text{ kN/m}$$

Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare: $B = 100 \text{ cm}$
 $H = 40 \text{ cm}$
- Armatura al lembo teso (5 Ø16): $A_f = 10,05 \text{ cm}^2$

e con l'azione assiale di progetto $N_{Ed} = 20,0 \text{ kN}$, dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 135,4 \text{ kN}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.32 delle NTC. Con:

b_w	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
d	=	25	cm	Altezza utile della sezione
A_{sl}	=	1005	mm ²	Area dell'armatura longitudinale tesa
ρ_l	=	0.0029	-	Rapporto geometrico armatura tesa [$A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$]
σ_{cp}	=	0.0000	MPa	Tensione media di compressione [$N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$]
k	=	1.7559	-	[$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$]
v_{min}	=	0.4072	MPa	[$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$]

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 142 \text{ kN}$$

Siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

Milano, giugno 2019

I PROFESSIONISTI INCARICATI:

ETATEC STUDIO PAOLETTI s.r.l.

Prof. Ing. Alessandro Paoletti

STUDIO PAOLETTI INGEGNERI ASSOCIATI

Dott. Ing. Stefano Croci

ING. CLAUDIO MARCELLO s.r.l.

Dott. Ing. Carlo Claudio Marcello

STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA SPADA

Dott. Geol. Mario Spada

A+C_ARCHITETTURA E CITTA' STUDIO ASSOCIATO

Arch. Paola Cavallini

**A TUTTO PROGETTO – STUDIO ASSOCIATO DEI GEOMETRI PAOLO MASSARA E
FILIPPO BELLONI SOCIETA' SEMPLICE**

Geom. Paolo Massara

SAP SOCIETA' ARCHEOLOGICA S.R.L.

Dott. Agostino Favaro