



Regione Lombardia

Est Ticino Villoresi

Consorzio di Bonifica



# PROGETTAZIONE DEFINITIVA DI UNA VASCA DI LAMINAZIONE DELLE PIENE DEL TORRENTE MOLGORA IN COMUNE DI CARNATE (MB)

DIRETTORE GENERALE

arch. Laura Burzilleri

ELABORATO

**A.3.7**

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Stefano Burchielli

DIRETTORE ESECUZIONE CONTRATTO

ing. Alessandro Di Leo

ATI PROGETTAZIONE

CAPOGRUPPO:

**ETATEC**

**STUDIO PAOLETTI**



ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l. – SOCIETA' DI INGEGNERIA

MANDANTI:

**FABRIZIO MONZA  
ARCHITETTO**

*Studio Associato di Geologia Spada*



**STUDIO PAOLETTI**  
INGEGNERI ASSOCIATI

**BLU**  
progetti

dott. sa. Ilaria Frontori

DESCRIZIONE

**RELAZIONE GEOTECNICA**

SCALA

—

DATA

**08/2020**

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTROLL.	APPROVATO
00	08/2020	PRIMA EMISSIONE	P.M	S.C	S.C

Est Ticino Villoresi



Consorzio di Bonifica

CONSORZIO DI BONIFICA EST TICINO VILLORESI

Via Ludovico Ariosto, 30

20145 - Milano

tel. 02 48561301

e.mail: info@etvilloresi.it - PEC: etvilloresi@pec.it



## I N D I C E

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSULO .....	3
3.1 MODELLO GEOLOGICO DELLA ZONA DELLA VASCA DI LAMINAZIONE.....	4
3.2 CARATTERIZZAZIONE    GEOLOGICO-TECNICA    DEL SOTTOSUOLO .....	5
4. ARGINI DELLA VASCA .....	8
4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	8
4.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	8
4.2.1 CRITERI DI VERIFICA .....	8
4.2.2 SITUAZIONI PROGETTUALI .....	10
4.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	11
4.2.4 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.....	11
4.2.5 AZIONE SISMICA .....	11
4.2.6 METODI DI CALCOLO.....	12
4.3 VERIFICHE DI FLITRAZIONE .....	13
4.4 VERIFICHE DI STABILITÀ .....	14
5. MANUFATTO DI REGOLAZIONE.....	22
5.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	22
5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	23
5.2.1 CRITERI DI VERIFICA .....	23
5.2.2 SITUAZIONI PROGETTUALI .....	24
5.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	25



5.2.4	CARICHI, SOVRACCARICHI E AZIONI SISMICHE ..	25
5.3	ANALISI DEI CARICHI .....	26
5.4	COMBINAZINI DEI CARICHI .....	26
5.5	CARICHI AGENTI NELLE DIVERSE CONDIZIONI .....	27
5.6	RIEPILOGO DEI CARICHI DI PROGETTO .....	28
5.7	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....	29
5.8	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE .....	30
6.	MANUFATTO DI SCARICO .....	34
6.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	34
6.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO .....	35
6.2.1	CRITERI DI VERIFICA .....	35
6.2.2	SITUAZIONI PROGETTUALI .....	35
6.2.3	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI .....	36
6.2.4	CARICHI, SOVRACCARICHI E AZIONI SISMICHE ..	37
6.3	ANALISI DEI CARICHI .....	37
6.4	COMBINAZINI DEI CARICHI .....	38
6.5	CARICHI AGENTI NELLE DIVERSE CONDIZIONI .....	39
6.6	RIEPILOGO DEI CARICHI DI PROGETTO .....	40
6.7	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....	41
6.8	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE .....	42
7.	MURI DEL CANALE DI RESITITUZIONE .....	45
7.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	45
7.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO .....	46
7.2.1	CRITERI DI VERIFICA .....	46
7.2.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI .....	47
7.2.3	CARICHI E SOVRACCARICHI .....	48



7.2.4	AZIONI SISMICHE.....	48
7.3	AZIONI AGENTI .....	48
7.4	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	48
7.4.1	STABILITÀ GLOBALE .....	48
7.4.2	SCORRIMENTO.....	49
7.4.3	RIBALTAMENTO.....	50
7.4.4	CARICO LIMITE.....	51



## **1. PREMESSA**

La presente relazione geotecnica è redatta a supporto della progettazione definitiva della realizzazione della vasca di laminazione delle piene del Torrente Molgora nel Comune di Carnate (MB).

Vengono di seguito illustrate ed analizzate le verifiche di carattere geotecnico che consentono il dimensionamento delle strutture; in particolare, si illustrano le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni statiche e sismiche. La normativa di riferimento è richiamata al § 2. La caratterizzazione geotecnica (successivo § 3) fa riferimento alla Relazione Geologica; i parametri dell'azione sismica (successivo § 4) alla Relazione Sismica e sulle Strutture.

I manufatti analizzati nella presente relazione e le verifiche condotte sono elencati di seguito.

- Argini della vasca: al § 4 sono illustrati i calcoli di filtrazione in regime permanente e le verifiche di stabilità in condizioni statiche e sismiche, tenendo conto anche del moto di filtrazione in regime transitorio che si verifica al riempimento ed allo svuotamento della vasca.
- Manufatto di regolazione (§ 5) e manufatto di scarico (§ 6): si riportano le verifiche di tipo geotecnico agli Stati Limite Ultimi statici e sismici di stabilità globale (scorrimento sul piano di posa) e di capacità portante.
- Muri del canale di restituzione: al § 7 sono illustrate le analisi di stabilità globale del complesso opera-terreno e le verifiche allo scorrimento sul piano di posa, al ribaltamento e di capacità portante della fondazione.



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche sono conformi alle norme:

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (di seguito NTC);
- Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018» (di seguito: Circolare NTC);
- D.M. 26 giugno 2014 – “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” (di seguito NTD).

Si fa inoltre riferimento a:

- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2013, Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2013, Eurocodice 8: Progettazione delle Strutture per la Resistenza Sismica, Parte 1: Regole Generali, Azioni Sismiche e Regole per gli Edifici.



### 3. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSULO

Come dettagliatamente illustrato nella Relazione Geologica, la struttura complessiva è omogenea e può essere schematizzata nella Figura 1 come di seguito dettagliato.

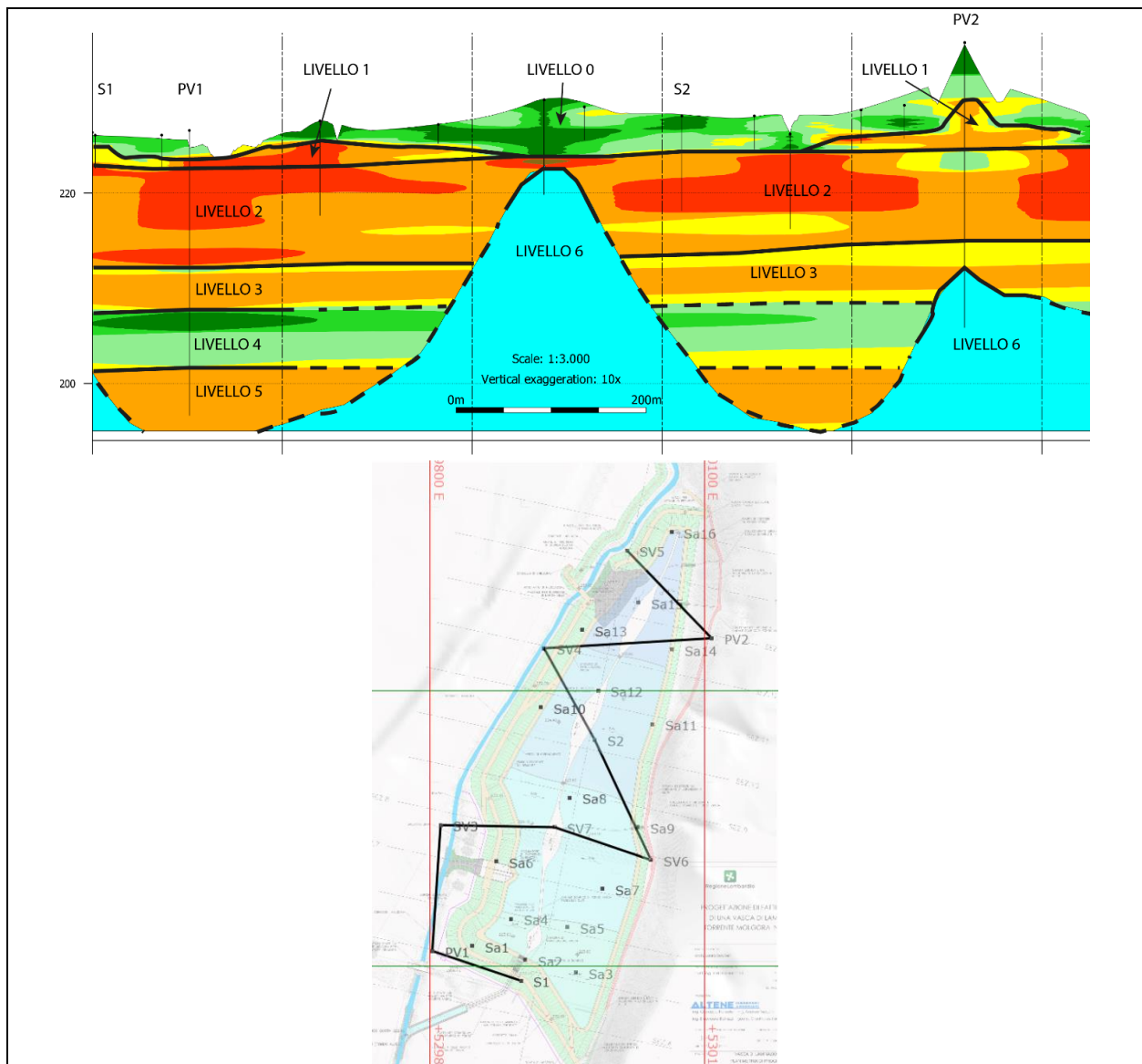


Figura 1 - Individuazione dei livelli del modello geologico-tecnico sulla base della sezione litologica di tavola 3.



### 3.1 MODELLO GEOLOGICO DELLA ZONA DELLA VASCA DI LAMINAZIONE

#### Livello 0 (limi ed argille)

I depositi sono attribuiti al Sintema della Specola e al Supersintema di Venegono nelle porzioni a ridosso della scarpata del terrazzo ed è costituito dalla porzione più superficiale della successione sedimentaria, per uno spessore variabile tra 0,8 fino a circa 6 metri.

Dal punto di vista litologico si tratta di limi con argilla e argilla con limo con variazioni fino a limi con sabbia e rara ghiaia. La plasticità, quando viene riportata l'informazione macroscopica nella stratigrafia del sondaggio, è generalmente medio/elevata, la consistenza da moderata ad alta.

Tali terreni, per le mediocri caratteristiche e l'eterogeneità, devono essere rimossi, dove gli spessori lo consentono, per l'appoggio di eventuali strutture.

#### Livello 1 (sabbie fini e sabbie limose)

Questo livello, sempre attribuibile al Sintema della Specola, presenta uno spesso molto discontinuo compreso tra 0 e 2 m ed è costituito generalmente da sabbie fini, limose, argillose e ghiaiose umide.

Può rinvenirsi anche in posizione superficiale, a circa 1 m di profondità e costituisce delle lenti in eteropia con il livello 0.

I sedimenti sono poco/moderatamente addensati e quindi per l'appoggio delle strutture devono essere verificati con attenzione.

#### Livello 2 (ghiaie e sabbie compatte)

Questo livello è stato distinto dalla base del livello 1 fino ad oltre al fondo delle indagini geognostiche realizzate (10 m); nei sondaggi PV1 e PV2, realizzati in fase di progetto preliminare, questo livello si spinge rispettivamente fino a 14.3 m e a 11,3 m di profondità dal piano campagna.

Il livello comprende i depositi del Sintema della Specola ed è costituito da alternanze metriche (bancate da 1 a 3,5 metri circa) di ghiaie con sabbie e sabbie con ghiaie, limose e subordinatamente argillose con rari intervalli argilloso-





limosi; i clasti sono poligenici e sono presenti trovanti litici.

I sedimenti, quando specificato, sono molto umidi e generalmente molto addensati.

Sono terreni adeguati per l'appoggio di opere e/o strutture.

#### Livello 3 (sabbie e ghiaie limoso-argillose con lenti limose)

Il livello comprende i depositi del Sintema della Specola.

Si tratta di un livello di spessore di circa 5 metri costituito da sabbie e ghiaie limoso-argillose con locali intercalazioni limoso-sabbiose e sabbie fini limose, localmente con presenza al tetto un intervallo di circa 1 metro di limi sabbiosi e argillosi e argille limose.

#### Livello 4 (argille limose)

Il livello comprende i depositi Supersintema del Bozzente - Sintema di Cascina Fontana.

E' stato intercettato unicamente dal sondaggio PV1 e presenta uno spessore di circa 6 metri, è costituito da argille limose.

#### Livello 5 (sabbie e ghiaie)

Il livello è attraversato dal solo sondaggio PV1 ed è costituito da un intervallo di sabbie e ghiaie limoso-argillose attribuibili al Supersintema del Bozzente - Sintema di Cascina Fontana.

#### Livello 6 (conglomerati)

Il livello comprende i depositi conglomeratici del Ceppo della Molgora (Calabriano), attraversati dai sondaggi PV2 e SV6.

### **3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL SOTTOSUOLO**

Al fine di definire le condizioni geologico-tecniche al contorno dell'opera in progetto e in base alle informazioni delle indagini svolte, sono di interesse i livelli 0, 1, e 2.

I livelli più profondi non sono coinvolti direttamente nell'intervento.



Per la caratterizzazione si è fatto riferimento a tutte le prove disponibili, con particolare riferimento alle prove SPT in sondaggio, alle penetrometriche dinamiche, alle prove geotecniche di laboratorio ed alle prove di permeabilità (sia in sito che in laboratorio).

Quelli indicati in Tabella 1 possono considerarsi come parametri geotecnici caratteristici, valutati come una media ragionata e cautelativa dei volumi interessati dalle opere.

E' inserita anche la caratterizzazione del rilevato arginale, basata sull'ipotesi di realizzare gli argini di progetto con il materiale fine, limoso argilloso/sabbioso recuperato in loco direttamente dalle attività di scavo della vasca.

La caratterizzazione geotecnica ed idrogeologica si basa sulle prove effettuate in laboratorio su campioni ricostruiti, proprio con lo scopo di riprodurre le operazioni di realizzazione dei rilevati arginali stessi.

I parametri indicati del rilevato arginale devono ritenersi come valori minimi da rispettare e verificare durante l'esecuzione delle opere.

<b>Livello e Litologia</b>	<b>Profondità base dello stato m. da p.c.</b>	<b>Peso di volume secco kn/mc</b>	<b>Peso di volume saturo kN/mc</b>	<b>C' (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b>Cu kPa</b>	<b>K Cm/sec</b>
<b>Argine</b> Limi sabbiosi argillosi	Argine	18	20	10	26	65	1 E-7
<b>Livello 0</b> Limi ed argille	1,50	17	20	22	30	50	1 E-6
<b>Livello 1</b> Sabbia, sabbia fine e limo	3,50	16	18	0	28.8	-	2-5 E-5
<b>Livello 2</b> Ghiaie e sabbie	15,00	18	21	0	36	-	4-5 E-4

**Tabella 1 – Parametri geotecnici caratteristici**

Nell'area della vasca i vari livelli geologico tecnici incontrati sono quelli sopra riportati.

Le profondità indicate nella tabella sono relative alla zona sud della vasca, nei pressi dell'argine di chiusura di altezza massima.



Nelle altre zone della vasca gli spessori reciproci dei diversi livelli geologici possono variare e possono essere facilmente verificati con l'utilizzo delle stratigrafie dei sondaggi e delle prove penetrometriche.

#### Falda

I terreni dei livelli 0, 1 e 2 non sono sede dell'acquifero superiore.

La falda è presente ad una profondità minima di 15 metri dal p.c. (livello di minima soggiacenza rilevato nel gennaio 2020).

Alla luce della configurazione litologica sopra descritta è possibile la presenza di faldine sospese, nei livelli superiori, in relazione al regime meteorologico.



## 4. ARGINI DELLA VASCA

### 4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Viene presa in esame il tratto di arginatura che presenta l'altezza maggiore rispetto al fondo vasca ed al piano campagna.

La geometria di progetto è rappresentata in Figura 2: la pendenza dei paramenti è di 2:1 (h:v), il coronamento è a quota 232,00 m s.m. ed è largo di 5,0 m, l'altezza del paramento di monte (lato vasca) è di 8,5 m e quella lato valle di 6,2 m (lato campagna).

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno costituente l'argine sono riportate al successivo § 4.2.3; al disotto del piano di imposta è presente un modesto strato di sabbie fini fino a q. 211,00 m s.m., che a loro volta poggiano su uno strato di ghiaie e sabbie di migliori caratteristiche.

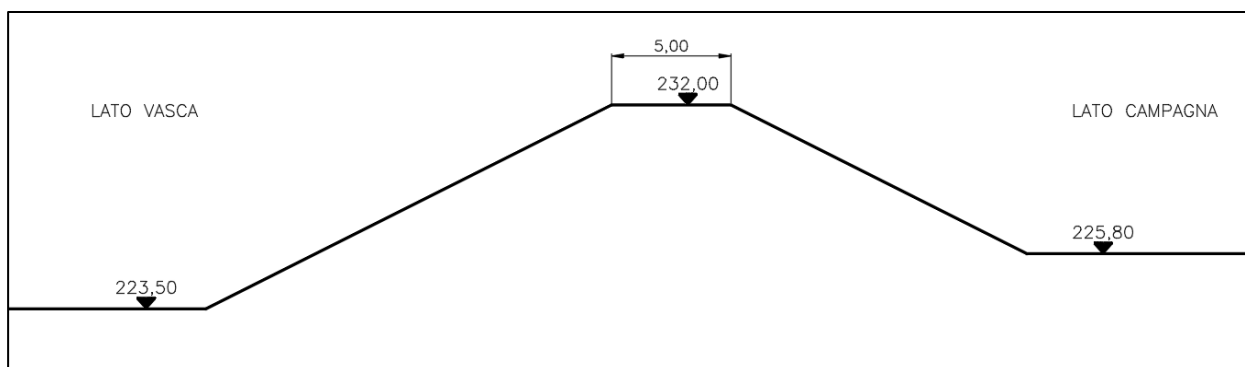


Figura 2 – Geometria di progetto dell'argine

### 4.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

#### 4.2.1 CRITERI DI VERIFICA

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

I calcoli di filtrazione sono condotti attraverso modelli numerici, in regime stazionario o transitorio, al fine di determinare la linea piezometrica all'interno dell'argine e dei terreni di fondazione e la caratteristiche del moto.



Le verifiche di stabilità sono svolte attraverso i metodi dell'equilibrio limite. 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 2 e Tabella 3.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{Gk}$

**Tabella 2 – 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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC)**

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 utilizzano risulta  $\geq \gamma_R = 1,2$ .

#### 4.2.2 SITUAZIONI PROGETTUALI

Le verifiche di filtrazione vengono condotte in regime stazionario, assumendo il livello dell'acqua nella vasca costante alla massima quota di progetto (quota di massimo invaso, 230,30 m s.m.); questa ipotesi è molto conservativa, visto che il mantenimento del livello idrico alle massime quote, in base alle previsioni progettuali, è dell'ordine di alcune ore. In accordo con le risultanze dei sondaggi eseguiti, la falda viene modellata a quota 211 m s.m.

Per le verifiche di stabilità dell'argine vengono prese in esame le seguenti situazioni progettuali:

1. in condizioni statiche e asciutte, con parametri dei terreni sia drenati che non drenati;
2. in condizioni statiche al termine dello svuotamento della vasca, con parametri drenati e non drenati;
3. in condizioni sismiche e asciutte, con parametri non drenati dei terreni.

Al fine di determinare correttamente le pressioni interstiziali nell'argine e nei terreni per le verifiche della precedente situazione 2., si simula il riempimento e lo svuotamento della vasca in concomitanza di una piena attraverso il calcolo del moto di filtrazione in regime transitorio, con la seguente legge di variazione del livello idrico nella vasca:

- tempo = 0: quota acqua 223,50 m s.m. (fondo vasca);
- tempo = 3 ore: quota acqua 229,00 m s.m.
- tempo = 7 ore: quota acqua 229,00 m s.m.
- tempo = 10 ore: quota acqua 223,50 m s.m.

Il tempo ipotizzato di vuotamento della vasca (3 ore) è estremamente cautelativo: lo svuotamento tra quota 229,00 m s.m. e 225,00 m s.m. avviene in 17 ore in condizioni ordinarie, oppure in 3 ore aprendo totalmente le paratoie; tra quota



225,00 m s.m. e 223,60 m s.m. occorrono ulteriori 14 ore.

Le verifiche del paramento esterno non vengono illustrate in quanto risultano sempre meno gravose.

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 (NTD), l'azione sismica di progetto viene introdotta solamente a vasca vuota (precedente situazione 2.), ammettendo di fatto la non contemporaneità di piena e sisma, cioè di due eventi eccezionali indipendenti.

#### 4.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

In Tabella 4 si riportano, per comodità di lettura, i parametri geotecnici caratteristici dei terreni interessati dalle verifiche degli argini.

<i>livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i><math>\Phi'</math></i>	<i><math>\gamma</math> (kN/mc)</i>	<i><math>\gamma_s</math> (kN/mc)</i>
<i>Livello 1</i>	<i>Sabbia, sabbia fine e limo</i>	-	0	28,8	16	18
<i>Livello 2</i>	<i>Ghiaie e sabbie</i>	-	-	36	18	21
<i>Rilevato arginale</i>		65	10	26	18	20

**Tabella 4 - Parametri geologico-tecnici caratteristici dei terreni coinvolti**

#### 4.2.4 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Sulla testa degli argini si considera un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito con valore caratteristico di 20 kPa, per tenere in conto del possibile transito e stazionamento di mezzi.

#### 4.2.5 AZIONE SISMICA

Per quanto concerne la determinazione delle azioni sismiche si rimanda alla “Relazione Sismica e delle Strutture”, mentre si riassumono di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche degli argini.

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  $\beta$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito.

Il coefficiente  $\beta$  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) e, per le verifiche che seguono, vale:

$$\beta = 0,38$$

I coefficienti sismici adottati nelle verifiche sono pertanto:

$$k_h = 0,117 \cdot 0,38 = 0,044$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot 0,044 = 0,022$$

#### 4.2.6 METODI DI CALCOLO

I calcoli di filtrazione sono condotti attraverso analisi ad elementi finiti, sia in condizioni stazionarie che 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 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 (Bishop, Janbu corretto e Morgenstern e





Price), nelle figure che seguono si riportano i risultati del solo metodo di Morgenstern e Price, mentre nelle tabelle riepilogative quelli di tutti e tre i metodi. Le verifiche in condizioni sismiche sono condotte mediante analisi di tipo pseudo-statico in condizioni non drenate.

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.

### 4.3 VERIFICHE DI FILTRAZIONE

Si calcola il moto di filtrazione in regime stazionario, avendo imposto un livello idrico nella vasca di 230,30 m s.m. e la falda a q. 211,00 m s.m.

Il modello di calcolo è rappresentato in Figura 22.

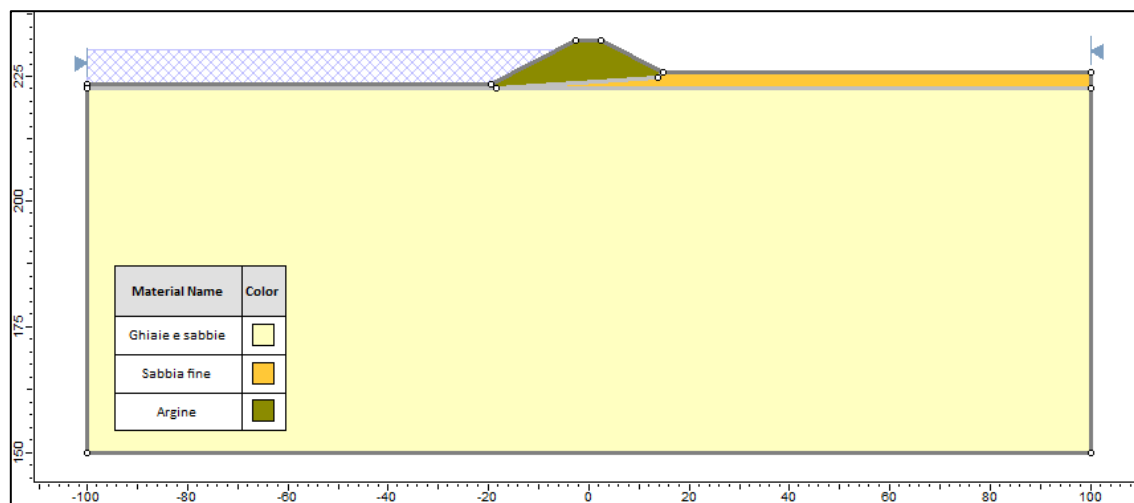


Figura 3 – Geometria del modello per il calcolo della filtrazione in regime stazionario

In Figura 4 si riporta il risultato del calcolo, in termini di profilo della piezometrica e *contour* delle pressioni interstiziali. Da questo risultato si evince che, anche nella condizione estrema di mantenimento per lunghissimo periodo della vasca

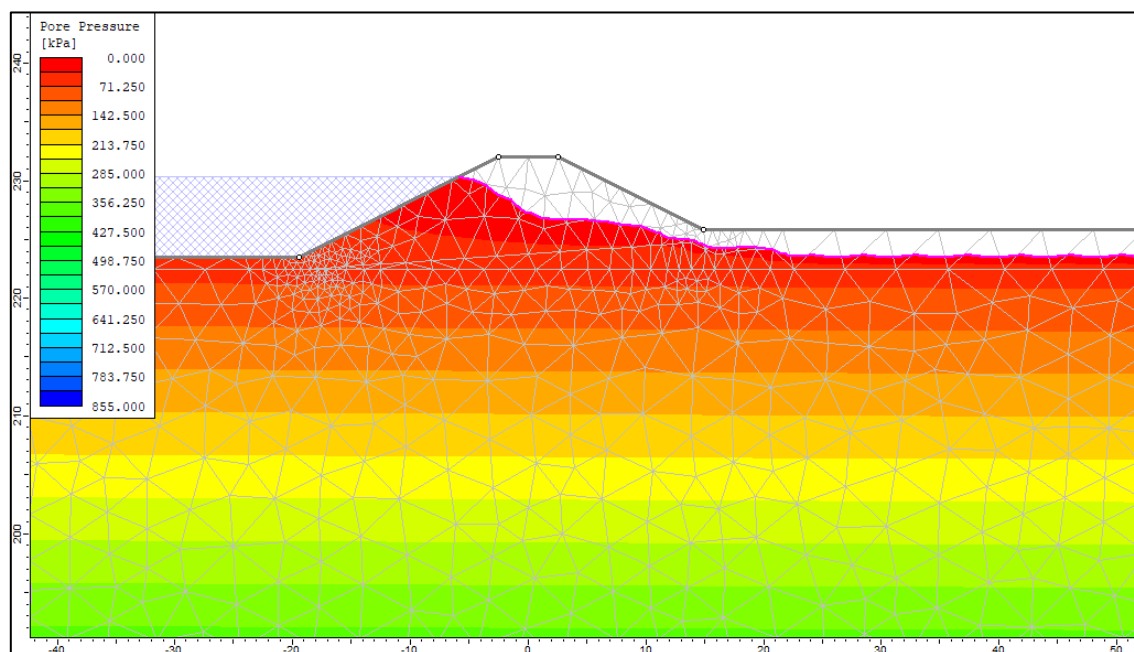


Figura 4 – Profilo piezometrica e pressioni interstiziali

#### 4.4 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità dell'argine sono svolte per le differenti situazioni progettuali illustrate al precedente § 4.2.2.

Nelle figure che seguono 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 dell'argine o di parti di esso.

##### 1. Condizioni statiche e asciutte

La falda è stazionaria a quota 211,00 m s.m. Il modello di calcolo è rappresentato in Figura 5 in cui i parametri dei terreni, in condizioni drenate, sono ridotti dei coefficienti parziali del gruppo M2 ed il sovraccarico è moltiplicato per il coefficiente parziale  $\gamma_Q=1,3$  del gruppo A2.

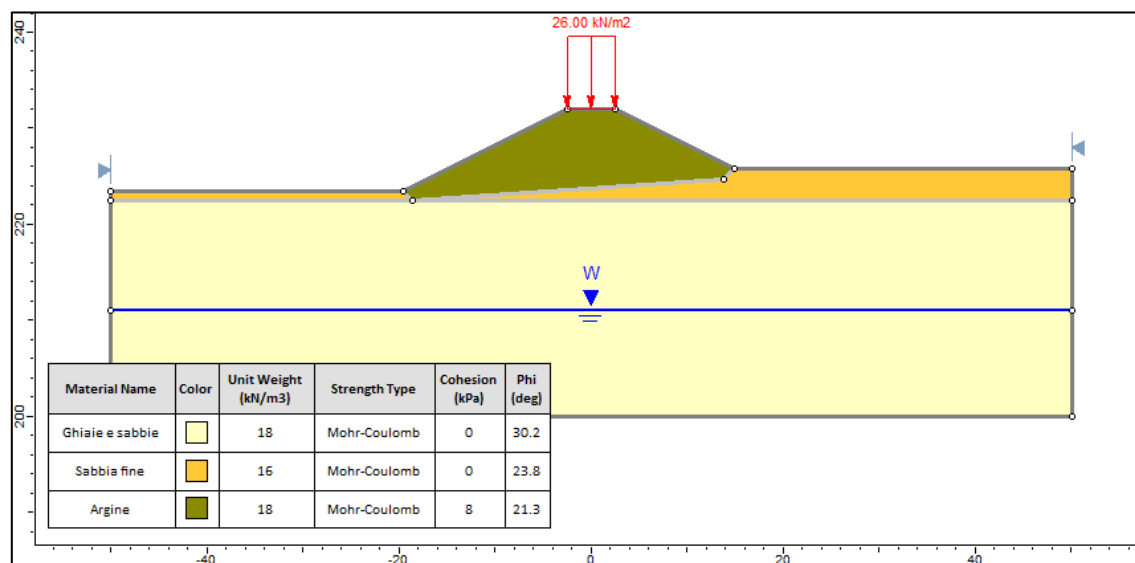


Figura 5 – Geometria del modello di calcolo

In Figura 6 e Figura 7 sono rappresentati alcuni risultati significativi. I minimi fattori di sicurezza ottenuti in questa situazione sono riportati in Tabella 5.

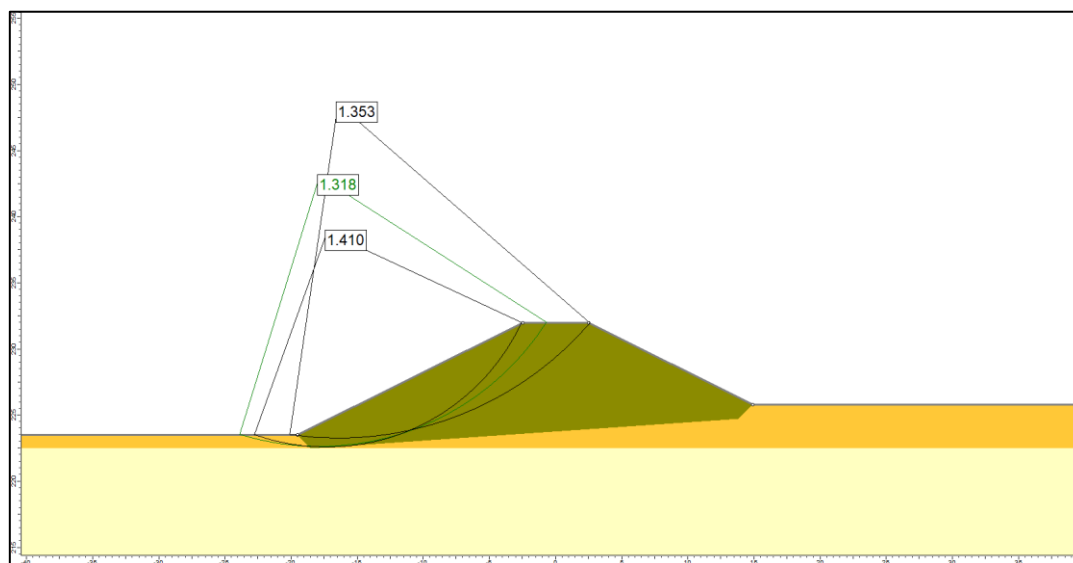


Figura 6 – Risultati del calcolo (situazione 1, condizioni drenate)

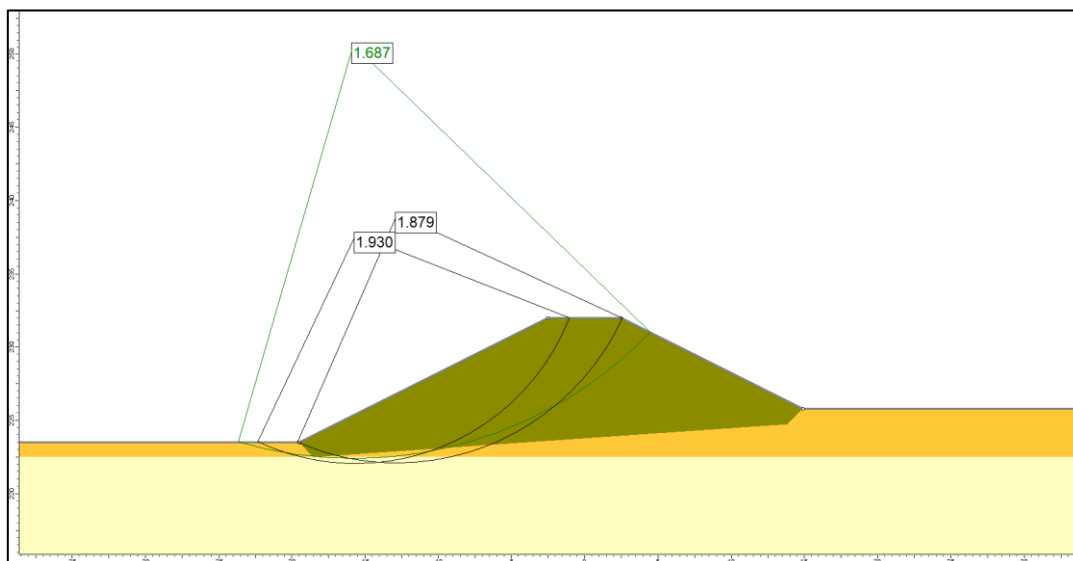


Figura 7 – Risultati del calcolo (situazione 1, condizioni non drenate)

	Bishop	Janbu c.	GLE Morgensten- Price
Condizioni drenate	1,317	1,212	1,318
Condizioni non drenate	1,654	1,592	1,687

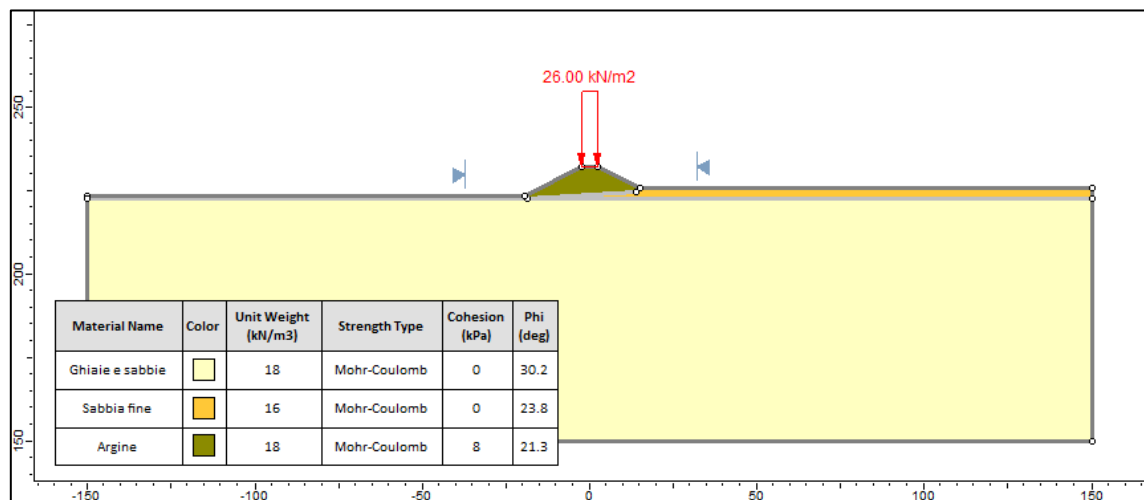
Tabella 5 – Risultati del calcolo per la situazione 1

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata  $E_d/R$  è sempre maggiore di 1,1 (v. precedente § 4.2.1), pertanto le verifiche di stabilità globale in questa situazione sono soddisfatte.

## 2. Condizioni statiche, durante lo svuotamento della vasca

La piezometrica deriva dal calcolo di filtrazione in regime transitorio, avendo imposto la legge di variazione del livello idrico nella vasca illustrata al precedente § 4.2.2. All'istante iniziale, si assume che la falda in corrispondenza della vasca sia a quota 223,50 m s.m. (quota fondo vasca).

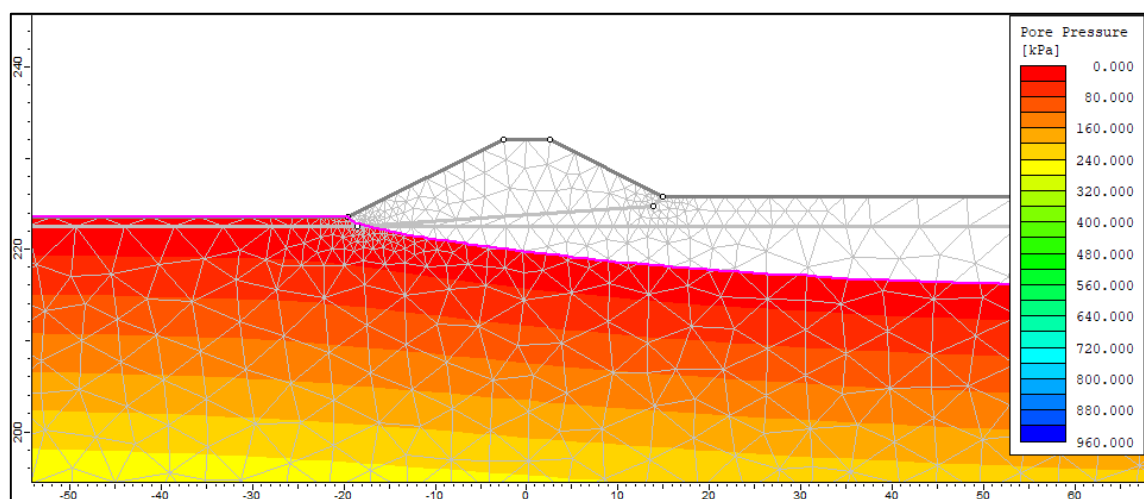
Il modello di calcolo è rappresentato in Figura 4 in cui i parametri dei terreni, in condizioni drenate, sono ridotti dei coefficienti parziali del gruppo M2 ed il sovraccarico è moltiplicato per il coefficiente parziale  $\gamma_Q=1,3$  del gruppo A2.



**Figura 8 – Geometria del modello di calcolo**

I risultati del calcolo del moto di filtrazione in regime transitorio sono rappresentati in termini di superficie piezometrica e di pressioni interstiziali:

- in Figura 9: istante iniziale del calcolo;
- in Figura 10: tempo  $t=3$  ore, corrispondente al termine della fase di riempimento;
- in Figura 11: tempo  $t=7$  ore, corrispondente all'inizio dello svaso;
- in Figura 12: tempo  $t=10$  ore, corrispondente al termine dello svaso.



**Figura 9 – Moto di filtrazione in regime transitorio: istante iniziale del calcolo**

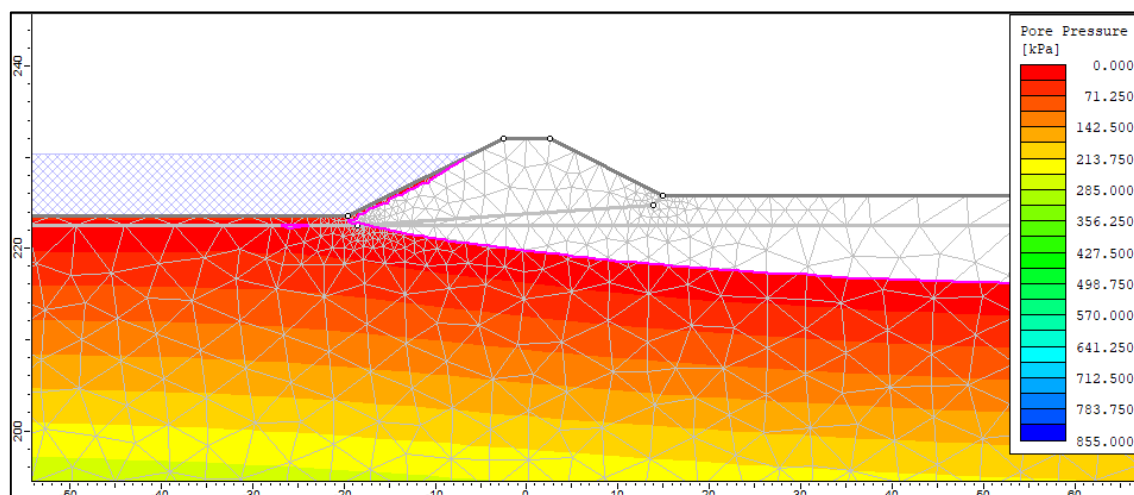


Figura 10 – Moto di filtrazione in regime transitorio:  $t = 3$  ore (fine riempimento)

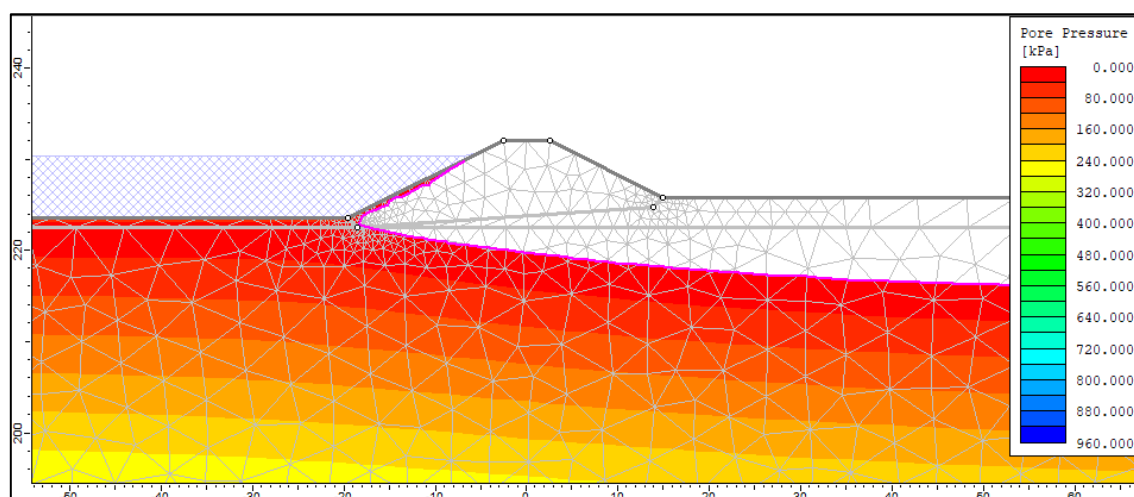


Figura 11 – Moto di filtrazione in regime transitorio:  $t = 7$  ore (inizio svaso)

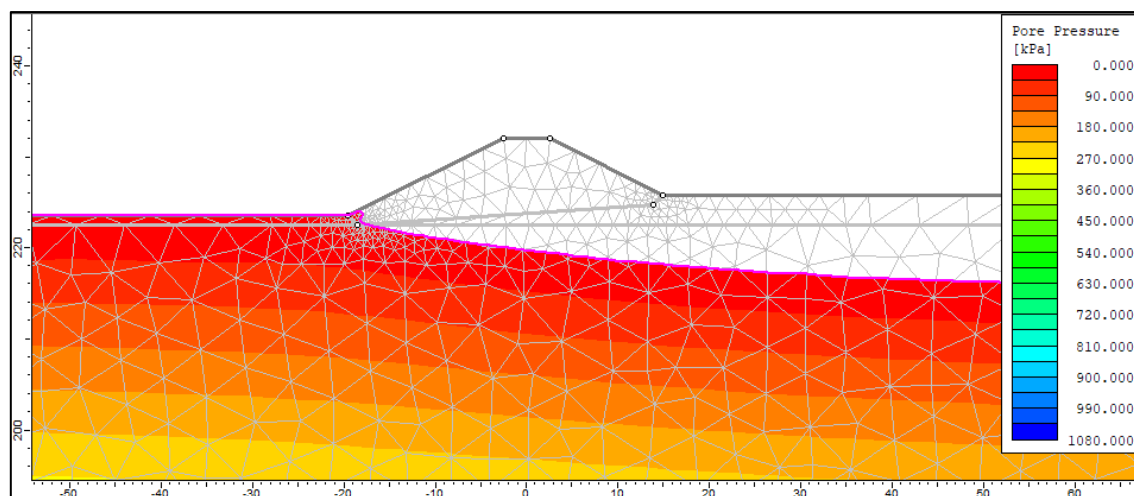


Figura 12 – Moto di filtrazione in regime transitorio:  $t = 10$  ore (fine svaso)



In Figura 13 e Figura 14 sono rappresentati alcuni risultati significativi, nelle condizioni più gravose, cioè al tempo  $t=10$  ore (fine svaso). I minimi fattori di sicurezza ottenuti in questa situazione progettuale sono riportati in Tabella 6.

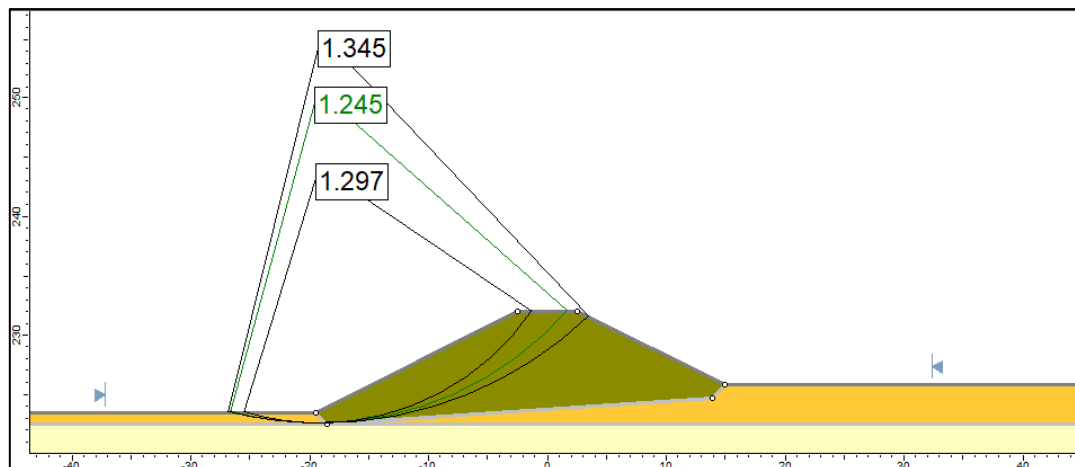


Figura 13 – Risultati del calcolo (situazione 2,  $t=10$  ore, condizioni drenate)

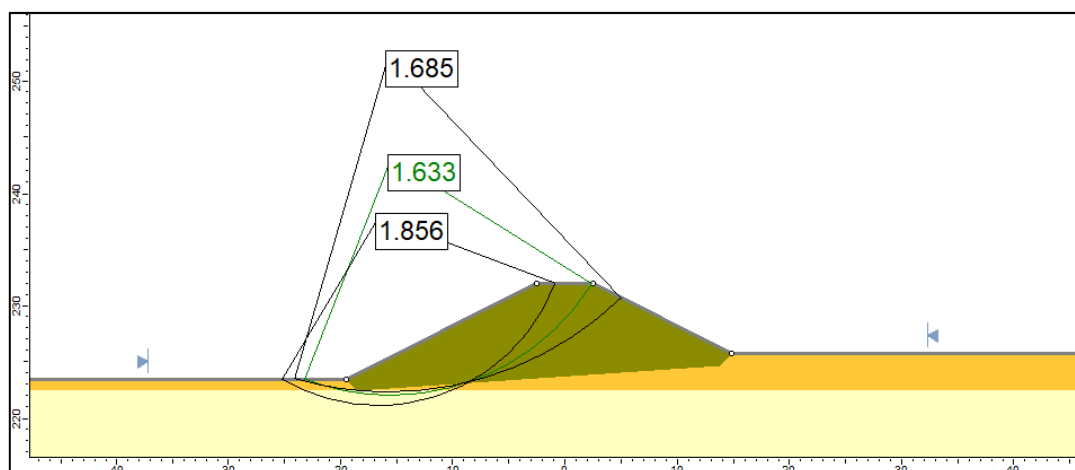


Figura 14 – Risultati del calcolo (situazione 2,  $t=10$  ore, condizioni non drenate)



	Bishop	Janbu c.	GLE Morgensten- Price
<b><u>Condizioni drenate</u></b>			
<b>t = 0</b>	1,285	1,160	1,286
<b>t = 3 ore (fine riempimento)</b>	1,882	1,639	1,879
<b>t = 7 ore (inizio svaso)</b>	1,882	1,639	1,879
<b>t = 10 ore (fine svaso)</b>	1,249	1,148	1,245
<b><u>Condizioni non drenate</u></b>			
<b>t = 0</b>	1,602	1,537	1,649
<b>t = 3 ore (fine riempimento)</b>	2,931	2,610	2,928
<b>t = 7 ore (inizio svaso)</b>	2,931	2,610	2,928
<b>t = 10 ore (fine svaso)</b>	1,588	1,526	1,633

Tabella 6 – Risultati del calcolo per la situazione 2

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata  $E_d/R$  è sempre maggiore di 1,1 (v. precedente § 4.2.1), pertanto le verifiche di stabilità globale in questa situazione sono soddisfatte.

### 3. Condizioni sismiche

Il modello di calcolo è quello rappresentato nella precedente Figura 4, avendo posto pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

In Figura 15 e Figura 16 sono rappresentati alcuni risultati significativi. I minimi fattori di sicurezza ottenuti in questa situazione sono riportati in Tabella 7.

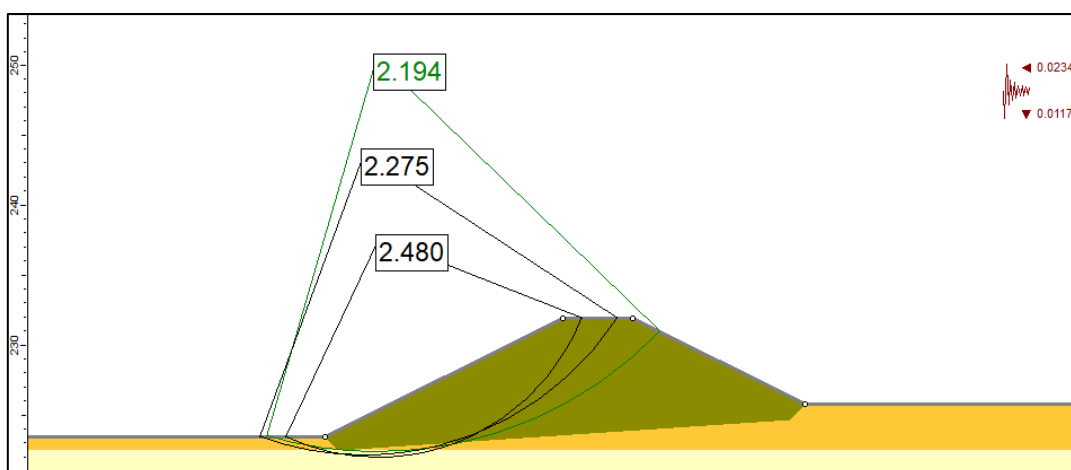


Figura 15 – Risultati del calcolo (situazione 3, sisma verticale verso il basso)



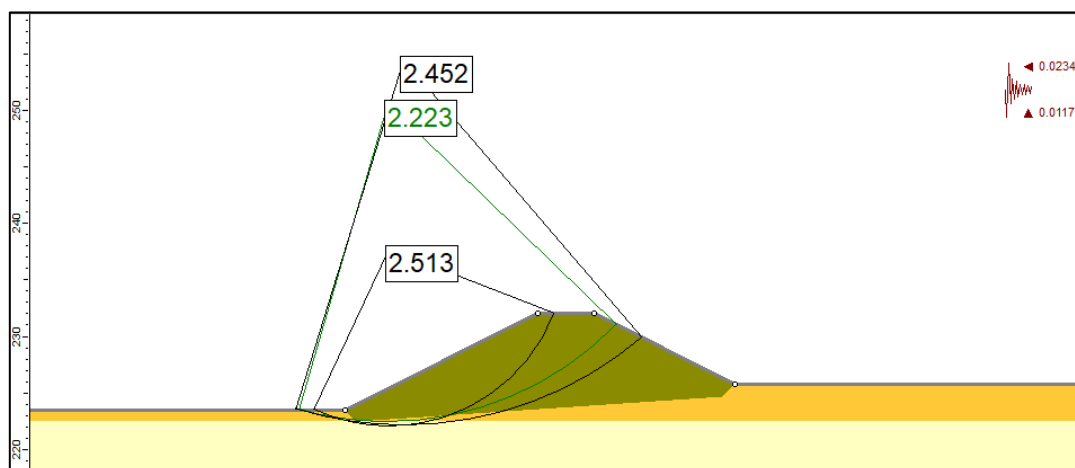


Figura 16 – Risultati del calcolo (situazione 3, sisma verticale verso l'alto)

	Bishop	Janbu c.	GLE Morgensten- Price
Sisma verso il basso	2,159	2,083	2,194
Sisma verso l'alto	2,188	2,104	2,223

Tabella 7 – Risultati del calcolo per la situazione 3

Il rapporto tra il valore di progetto delle azioni ed il valore della resistenza calcolata  $E_d/R$  è sempre maggiore di 1,2 (condizioni sismiche, v. precedente § 4.2.1), pertanto le verifiche di stabilità globale in questa situazione sono soddisfatte.



## 5. MANUFATTO DI REGOLAZIONE

### 5.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto di regolazione è una struttura scatolare in calcestruzzo armato gettato in opera, che sbarra il Torrente Molgora ed ospita due luci di fondo governate da paratoie piane e due luci libere.

Le dimensioni interne dello scatolare sono di 13,40 m in larghezza alla base (14,80 m in sommità) per 6,00 m in altezza ed il suo sviluppo, lungo l'asse del corso d'acqua, è di 6,00 m; lo spessore della soletta di fondazione è di 1,00 m, quello della soletta superiore di 0,80 m e quello dei muri laterali varia da 1,50 m alla base a 0,80 m in sommità. La luce è divisa da una pila centrale, di spessore 0,50 m.

La fondazione dell'opera è a q. 225,00 m s.m., l'estradosso della soletta superiore a q. 232,80 m s.m.; la battuta delle paratoie delle luci di fono è a q. 226,00 m s.m., il ciglio di sfioro delle luci libere a q. 230,50 m s.m.

La geometria dell'opera è illustrata nei disegni di progetto e riportata in Figura 17 (sezione trasversale) e Figura 18 (sezione longitudinale).

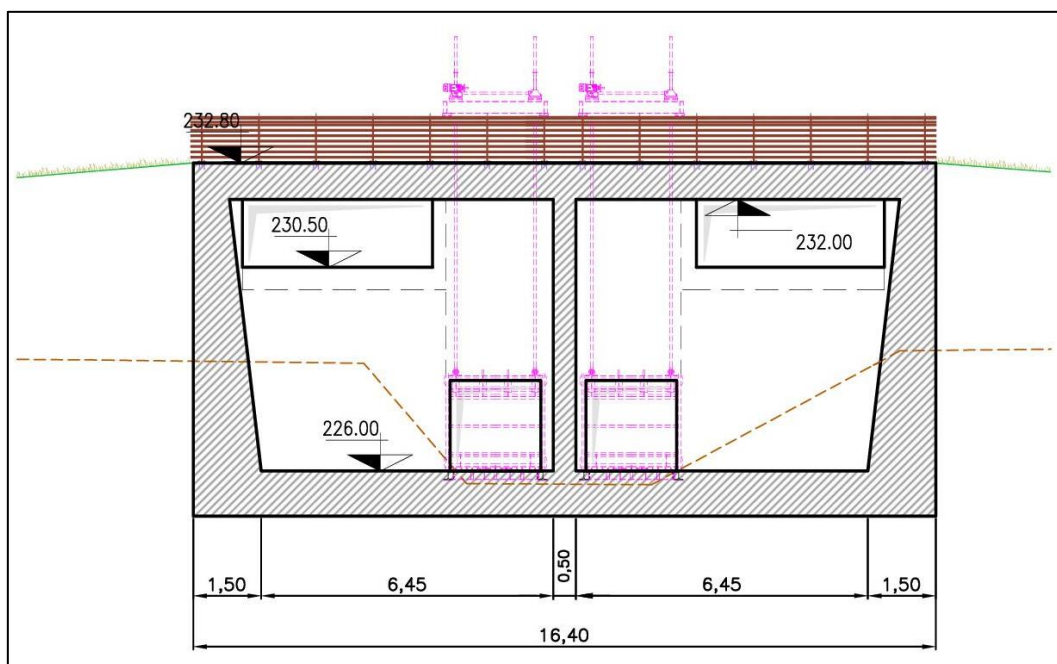


Figura 17 – Manufatto di regolazione: sezione trasversale

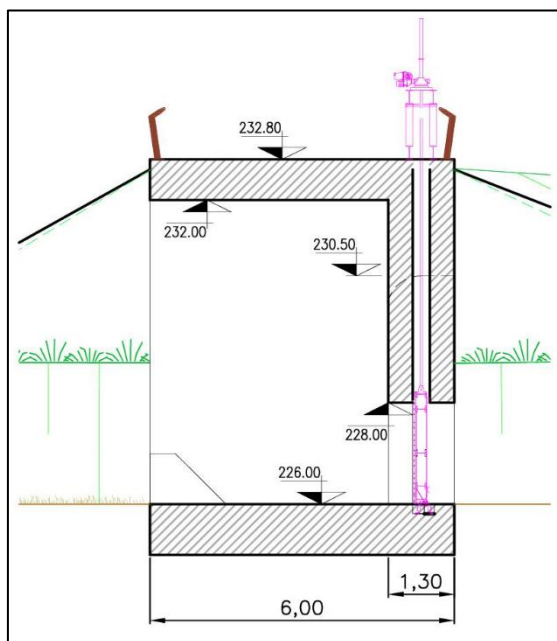


Figura 18 – Manufatto di regolazione: sezione longitudinale

## 5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

### 5.2.1 CRITERI DI VERIFICA

Nel presente documento saranno affrontate solo le verifiche relative agli stati limite di tipo geotecnico; si rimanda alla Relazione delle Strutture per le verifiche relative agli stati limite di tipo strutturale (STR).

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) sono effettuate nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] delle NTC sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale non è, nel caso in esame, pertinente. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II delle NTC. Relativamente



ai coefficienti parziali per le resistenze, si fa cautelativamente riferimento al § D.2.2.1 delle NTD, e quindi:

- per le verifiche a scorrimento:  $\gamma_R = 1,15$
- per le verifiche del carico limite:  $\gamma_R = 2,3$

### 5.2.2 SITUAZIONI PROGETTUALI

Vengono nel seguito prese in esame le seguenti due condizioni di carico:

- **CONDIZIONE A (Condizione eccezionale):**

E' la condizione in caso di evento di piena con tempo di ritorno di 3000 anni, in cui:

altezza acqua a monte:  $H_M = 213,00$  m s.m.

altezza acqua a valle:  $H_V = 228,60$  m s.m.

Trattandosi di una condizione eccezionale, assimilabile a quella indicata per la massima piena di progetto nelle NTD, per i coefficienti di combinazione si seguono le indicazioni del § C.8 delle NTD relative alla “Combinazione eccezionale (massimo invaso)”.

- **CONDIZIONE B (normale esercizio):**

Il fiume è in condizioni di morbida, con le seguenti altezze d'acqua:

altezza acqua a monte:  $H_M = 229,50$  m s.m.

altezza acqua a valle:  $H_V = 227,50$  m s.m.

Questa combinazione è assimilabile alle “Combinazioni fondamentali” delle NTD.

In accordo con le indicazioni delle NTD (vds. in particolare la Tab. C.6), le azioni sismiche vengono introdotte solamente nella Condizione B (normale esercizio).

Vengono omesse le verifiche a vuoto, in quanto non sono significative per il caso in esame.



### 5.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

La fondazione del manufatto di regolazione si trova completamente nel Livello 2 per il quale si riportano in Tabella 8, per comodità di lettura, i parametri geotecnici caratteristici di questi due terreni.

<i>livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>C<sub>u</sub> (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i>Φ'</i>	<i>γ (kN/mc)</i>	<i>γ<sub>s</sub> (kN/mc)</i>
<i>Livello 2</i>	<i>Ghiaie e sabbie</i>	-	-	36	18	21

**Tabella 8 - Parametri geologico-tecnici caratteristici dei terreni coinvolti**

### 5.2.4 CARICHI, SOVRACCARICHI E AZIONI SISMICHE

Per quanto concerne la determinazione delle azioni sismiche si rimanda alla “Relazione Sismica e delle Strutture”, mentre si riassumono di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche del manufatto di regolazione.

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  $\beta$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari ad 1 trattandosi di una struttura rigida, non libera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

I coefficienti sismici adottati nelle verifiche (SLV) sono pertanto:

$$k_h = 0,117$$

$$k_v = \pm 0,059$$



### 5.3 ANALISI DEI CARICHI

#### Carichi permanenti

Il peso proprio della struttura in c.a. è calcolato a partire dalla geometria di progetto, con un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

I carichi permanenti portati (compiutamente definiti) sulla soletta superiore sono assunti pari a  $4 \text{ kN/m}^2$ .

#### Spinta dell'acqua

Agiscono le spinte idrostatiche da monte e da valle, con le rispettive quote del pelo libero. Agisce inoltre il peso dell'acqua all'interno del manufatto scatolare.

#### Sottopressione

La sottopressione è ipotizzata variabile linearmente tra i valori a monte ed a valle dell'opera della pressione idrostatica alla quota considerata.

#### Carichi da traffico sulla soletta superiore

Sulla soletta superiore agisce lo schema di carico 1 definito al § 5.1.3.3.5 delle NTC per i ponti stadali, e cioè:

- un carico uniformemente distribuito di  $9 \text{ kN/m}^2$ ;
- due carichi tandem da  $300 \text{ kN}$  su ciascuna metà soletta.

#### Azioni sismiche

Le forze inerziali sulle masse strutturali sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti  $k_h = 0,117$  e  $k_v = \pm 0,059$ .

La sovraspinta dell'acqua è calcolata con la formula:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0.5}$$

essendo  $H$  l'altezza complessiva dell'acqua a partire dalla quota di pelo libero e  $z$  la quota generica misurata a partire dal pelo libero.

Il peso dell'acqua all'interno della struttura, agente come carico verticale sulla soletta di fondazione, viene moltiplicato per il coefficiente  $k_v$ .

### 5.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI

In Tabella 9 si riportano le combinazioni dei carichi in condizioni statiche e



sismiche per le verifiche di tipo “GEO”, con i relativi coefficienti parziali dei carichi.

	CONDIZIONE A			CONDIZIONE B						
				Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche (SLV)			
	Nmin	Nmax	UPL	Nmin	Nmax	UPL	1,0xH + 0,3xV <sub>giù</sub>	1,0xH + 0,3xV <sub>su</sub>	0,3xH + 1,0xV <sub>giù</sub>	0,3xH + 1,0xV <sub>su</sub>
<b>Azioni statiche:</b>										
Peso proprio e carichi permanenti	1.0	1.0	0.9	1.0	1.3	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
Sovraccarico accidentale soletta superiore	0.0	1.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.8	0.0	0.8	0.0
Acqua a monte (componente orizzontale)	1.0	1.0	1.0	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Acqua a valle (componente verticale)	1.0	1.0	0.8	0.8	1.5	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
Acqua a valle (componente orizzontale)	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
Sottopressione	1.0	1.0	1.5	1.3	0.8	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Azioni sismiche all'SLV:</b>										
Inerzia della struttura - componente orizzontale	-	-	-	-	-	-	1.0	1.0	0.3	0.3
Inerzia della struttura - componente verticale							0.3	0.3	1.0	1.0
Acqua a monte (componente orizzontale)							1.0	1.0	0.3	0.3
Acqua a valle (componente verticale)							0.3	0.3	1.0	1.0
Acqua a valle (componente orizzontale)							1.0	1.0	0.3	0.3

**Tabella 9 – Combinazioni di carico**

Si evidenzia che:

- le combinazioni di carico “Nmin” e “Nmax” adottano i coefficienti parziali “A1” della Tab. 6.2.I delle NTC e sono utilizzate (unitamente alle combinazioni sismiche all'SLV) per le verifiche SLU di tipo geotecnico di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e di collasso per scorrimento sul piano di posa;
- le combinazioni “UPL” adottano i coefficienti “UPL” della Tab. 6.2.III delle NTC e sono utilizzate per le verifiche nei confronti della stabilità al sollevamento.

## 5.5 CARICHI AGENTI NELLE DIVERSE CONDIZIONI

In Tabella 10 si riportano i valori caratteristici dei carichi elementari agenti nelle due condizioni di carico sopra definite, con le seguenti ipotesi e convenzioni:

- la sezione di riferimento è orizzontale, alla quota di fondazione del manufatto



(225,00 m s.m.);

- i bracci delle forze sono calcolati rispetto all'estremo di valle della fondazione, a quota 225,00 m s.m.;
- conseguentemente, i momenti sono riferiti all'estremo di valle della fondazione, a quota 225,00 m s.m.

	CONDIZIONE A			CONDIZIONE B		
	F	b	M	F	b	M
	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]
<b>Azioni statiche:</b>						
Peso proprio e carichi permanenti	8 094	3.43	27 753	8 094	3.43	27 753
Sovraccarico accidentale soletta superiore	2 086	3.00	6 257	2 086	3.00	6 257
Acqua a monte (componente orizzontale)	2 952	2.00	5 904	1 661	1.50	2 491
Acqua a valle (componente verticale)	1 859	2.50	4 647	1 073	2.50	2 681
Acqua a valle (componente orizzontale)	1 063	1.20	1 275	513	0.83	427
Sottopressione	4 723	3.25	15 350	3 444	3.29	11 316
<b>Azioni sismiche all'SLV:</b>						
Inerzia della struttura - componente orizzontale	-	-	-	947	3.95	3 739
Inerzia della struttura - componente verticale	-	-	-	474	3.43	1 624
Acqua a monte (componente orizzontale)	-	-	-	225	1.78	399
Acqua a valle (componente verticale)	-	-	-	63	2.50	157
Acqua a valle (componente orizzontale)	-	-	-	69	0.99	68

Tabella 10 - Carichi elementari nelle condizioni di carico A e B

## 5.6 RIEPILOGO DEI CARICHI DI PROGETTO

La seguente tabella di riepilogo (Tabella 11) contiene:

- la risultante delle azioni verticali N;
- la risultante dei momenti M rispetto al baricentro della sezione orizzontale di q. 225,00 m s.m.;
- la risultante delle azioni orizzontali T;
- l'eccentricità e dei carichi;
- le sollecitazioni agli estremi di monte e di valle della fondazione,  $\sigma_m$  e  $\sigma_v$ .





	CONDIZIONE A			CONDIZIONE B							
				Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche				
	Nmin	Nmax	UPL	Nmin	Nmax	UPL	1,0 xH + 0,3 xVgiù	1,0 xH + 0,3 xVsu	0,3 xH + 1,0 xVgiù	0,3 xH + 1,0 xVsu	
N	5230	7316	1687	4475	12290	2977	7552	5562	7927	5186	kN
M	3268	3268	-	1134	-132	-	4268	4371	1203	1547	kNm
T	1889	1889	-	1749	1749	-	2389	2389	1520	1520	kN
e	0.62	0.45	-	0.25	-0.01	-	0.57	0.79	0.15	0.30	m
σ <sub>m</sub>	20	41	-	34	126	-	33	12	68	37	kN/m <sup>2</sup>
σ <sub>v</sub>	86	108	-	57	124	-	120	101	93	68	kN/m <sup>2</sup>

Tabella 11 - Risultanti dei carichi

## 5.7 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

### Scorrimento sul piano di posa

La verifica è soddisfatta se viene rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  l'azione sollecitante di progetto e  $R_d$  la resistenza di progetto.

L'azione sollecitante di progetto  $E_d$  coincide con la risultante delle azioni orizzontali. La resistenza  $R$  è data da:

$$R = N \cdot \operatorname{tg}(\varnothing)$$

essendo  $N$  la risultante delle azioni orizzontali e  $\varnothing=36^\circ$ .

La resistenza di progetto è:

$$R_d = R / \gamma_R$$

con  $\gamma_R = 1,15$ .

In Tabella 12 si riporta il riepilogo delle azioni ed i valori del rapporto  $E_d/R_d$ .



	CONDIZIONE A		CONDIZIONE B						
			Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche				
	Nmin	Nmax	Nmin	Nmax	1,0 x H + 0,3 x V <sub>giù</sub>	1,0 x H + 0,3 x V <sub>su</sub>	0,3 x H + 1,0 x V <sub>giù</sub>	0,3 x H + 1,0 x V <sub>su</sub>	
N	5230	7316	4475	12290	7552	5562	7927	5186	kN
T	1889	1889	1749	1749	2389	2389	1520	1520	kN
Resistenza R	3800	5315	3251	8929	5487	4041	5760	3768	kN
Resistenza R <sub>d</sub>	3304	4622	2827	7764	4771	3514	5008	3277	kN
Azione E <sub>d</sub>	1889	1889	1749	1749	2389	2389	1520	1520	kN
Verifica Rd/Ed	1.75	2.45	1.62	4.44	2.00	1.47	3.29	2.16	-

Tabella 12 – Riepilogo delle verifiche di scorrimento sul piano di posa

Essendo  $E_d/R_d$  sempre maggiore di 1, le verifiche allo scorrimento sul piano di posa sono soddisfatte.

#### Sollevamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia non maggiore delle azioni stabilizzanti e delle resistenze (v. § 6.2.4.2 NTC). Dalla precedente Tabella 11 si evince che, per le combinazioni "UPL", la risultante N delle azioni verticali è sempre positiva, e quindi le verifiche a sollevamento sono soddisfatte.

## 5.8 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante delle fondazioni vengono condotte secondo le indicazioni contenute nell'Appendice D dell'Eurocodice 7 – Parte 1. La resistenza caratteristica ( $R_k$ ) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

$$R_k = q_{LIM} = 1/2 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma + q' N_q s_q b_q d_q i_q g_q + c' N_c s_c b_c d_c i_c g_c;$$

in cui:

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D;



$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione.

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate in Tabella 13.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente, ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni  $B'$  e  $L'$  valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 19.

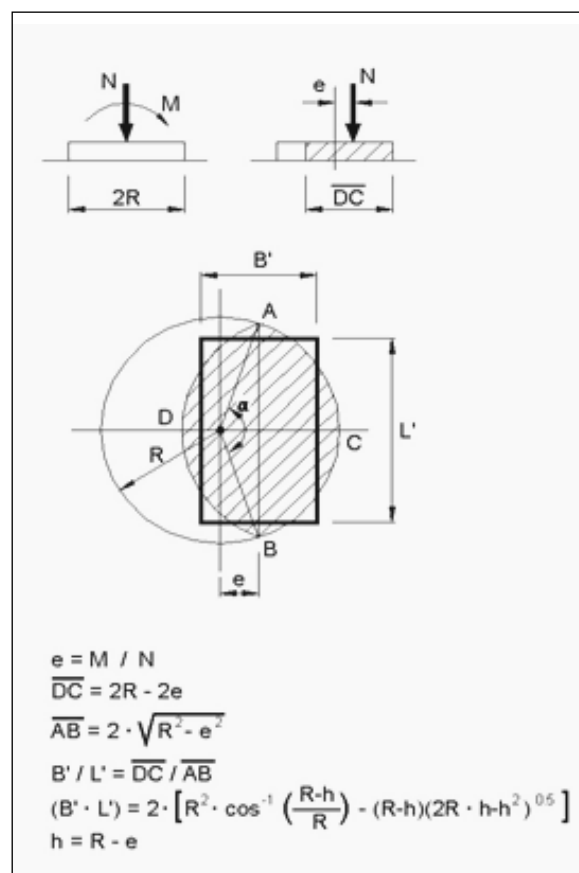


Figura 19 – Fondazione equivalente



$N_{\gamma}$	<i>fattori capacità portante</i>		$2 (Nq+1) \tan \phi'$	
$N_q$			$\tan^2(45+\phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	
$N_c$			$(Nq-1) \cot \phi'$	
$s_{\gamma}$	<i>fattori di forma:</i>	Dir. B:	$1 - 0.4(B'/L')$	
		Dir. L:	$1 - 0.4(B'/L')$	
$s_q$		Dir. B:	$1 + (B'/L')(\tan \phi')$	
		Dir. L:	$1 + (B'/L')(\tan \phi')$	
$s_c$		Dir. B:	$1 + (B'/L')(Nq/Nc)$	
		Dir. L:	$1 + (B'/L')(Nq/Nc)$	
$b_{\gamma}$	<i>inclinazione piano posa</i>	Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
$b_q$		Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
$b_c$		Dir. B/L:	$b_q - [(1-b_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
$d_{\gamma}$	<i>affondamento</i>	Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
$d_q$		Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
$d_q$		Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
$d_c$		Dir. B/L:	1.0	
$i_{\gamma}$	<i>inclinazione del carico</i>	Dir. B:	$[1 - (q_H/q_v + c \cot \phi')]^{m+1}$	$m_B = (2+B'/L') / (1+B'/L')$
		Dir. L:	$[1 - (q_H/q_v + c \cot \phi')]^{m+1}$	$m_L = (2+L'/B') / (1+L'/B')$
$i_q$		Dir. B:	$[1 - (q_H/q_v + c \cot \phi')]^m$	$m_B = (2+B'/L') / (1+B'/L')$
		Dir. L:	$[1 - (q_H/q_v + c \cot \phi')]^m$	$m_L = (2+L'/B') / (1+L'/B')$
$i_c$		Dir. B/L:	$i_q - [(1-i_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
$g_{\gamma}$	<i>inclinazione piano campagna</i>	Dir. B:	$g_q / \cos \beta$	
		Dir. L:	$g_q / \cos \beta$	
$g_q$		Dir. B:	$(1 - \tan \beta)^2 \cos \beta$	
		Dir. L:	$(1 - \tan \beta)^2$	
$g_c$		Dir. B/L:	$g_q - [(1-g_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
$z_{\gamma}$	<i>effetti inerziali</i>	Dir. B:	$(1 - K_h / \tan \phi')^{0.35}$	
	(Paolucci & Pecker, 1997)	Dir. L:	$(1 - K_h / \tan \phi')^{0.35}$	
$z_q$		Dir. B:	$(1 - K_h / \tan \phi')^{0.35}$	
		Dir. L:	$(1 - K_h / \tan \phi')^{0.35}$	
$z_c$			$1 - 0.32 K_h$	

Tabella 13 – Formule per il calcolo della capacità portante (Brinch-Hansen)



Affinché le verifiche di capacità portante siano soddisfatte, deve risultare che la resistenza di progetto  $R_d = R_k/\gamma_R$  (con  $\gamma_R = 2,3$ ) sia maggiore o uguale alla risultante delle forze verticali  $N$ . In Tabella 14 si riportano, per le combinazioni di carico esaminate, la risultante delle forze verticali  $N$ , il momento baricentrico  $M$ , la risultante delle azioni orizzontali  $T$ , lo sforzo limite  $q_{lim}$ , la resistenza caratteristica  $R_k$  e la resistenza di progetto  $R_d$ .

	CONDIZIONE A		CONDIZIONE B						
			Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche				
	Nmin	Nmax	Nmin	Nmax	1,0xH + 0,3xVgiù	1,0xH + 0,3xVsu	0,3xH + 1,0xVgiù	0,3xH + 1,0xVsu	
N	5230	7316	4475	12290	7552	5562	7927	5186	kN
M	3268	3268	1134	-132	4268	4371	1203	1547	kNm
T	1889	1889	1749	1749	2389	2389	1520	1520	kN
qlim	630	911	615	1382	741	475	1172	844	kN/m <sup>2</sup>
Rk	49058	76254	55437	136426	59168	34465	109460	74826	kN
Rd	21330	33154	24103	59315	25725	14985	47591	32533	kN
Rd/N	4.08	4.53	5.39	4.83	3.41	2.69	6.00	6.27	-

**Tabella 14 – Riepilogo delle verifiche di capacità portante**

Siccome risulta  $R_d/N \geq 1$  per tutte le combinazioni, le verifiche di capacità portante sono soddisfatte.



## 6. MANUFATTO DI SCARICO

### 6.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto di scarico è costituito da una soglia sfiorante in calcestruzzo gettato in opera.

La lunghezza di sfioro complessiva è di circa 60 m, ad andamento planimetrico curvilineo. Le analisi e le verifiche che seguono vengono condotte su un modello piano, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, vista la presenza di giunti piani di costruzione che, particolarmente per i conci estremi, riducono o annullano la collaborazione per effetto arco tra conci contigui.

La fondazione, piana, è a q. 220,75 m s.m. e presenta uno sviluppo complessivo monte-valle di 13,00 m (Figura 20).

Il ciglio di sfioro a q. 229,40 m s.m. (quota di massima regolazione); la massima altezza idrica di progetto raggiunta nella vasca è la 230,30 m s.m. (quota di massimo invaso).

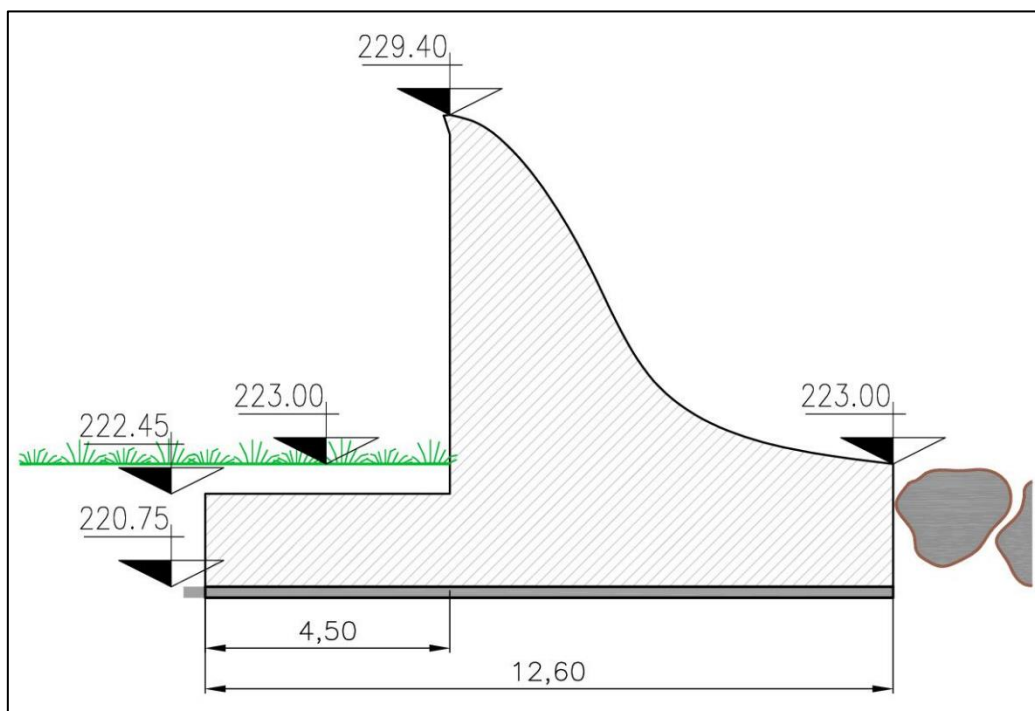


Figura 20 – Geometria di calcolo del manufatto di scarico



## 6.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

### 6.2.1 CRITERI DI VERIFICA

Nel presente documento saranno affrontate solo le verifiche relative agli stati limite di tipo geotecnico; si rimanda alla Relazione delle Strutture per le verifiche relative agli stati limite di tipo strutturale (STR).

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) sono effettuate nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] delle NTC sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale non è, nel caso in esame, pertinente. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II delle NTC. Relativamente ai coefficienti parziali per le resistenze, si fa cautelativamente riferimento al § D.2.2.1 delle NTD, e quindi:

- per le verifiche a scorrimento:  $\gamma_R = 1,15$
- per le verifiche del carico limite:  $\gamma_R = 2,3$

### 6.2.2 SITUAZIONI PROGETTUALI

Vengono nel seguito prese in esame le seguenti due condizioni di carico:

- **CONDIZIONE A (Condizione eccezionale, massimo invaso):**

E' la condizione in caso di evento di piena con tempo di ritorno di 3000 anni, in cui:

altezza acqua a monte:  $H_M = 230,30$  m s.m.

altezza acqua a valle:  $H_V = 223,00$  m s.m.

A favore di sicurezza, si considera che l'acqua a valle sia a quota del fondo



canale, riducendo così l'azione stabilizzante della spinta da valle e non considerando il suo peso sul paramento di valle.

Trattandosi di una condizione eccezionale, assimilabile a quella indicata per la massima piena di progetto nelle NTD, per i coefficienti di combinazione si seguono le indicazioni del § C.8 delle NTD relative alla “Combinazione eccezionale (massimo invaso)”.

- **CONDIZIONE B (massima regolazione):**

L'acqua nella vasca è alla quota di massima regolazione, mentre a valle il canale è vuoto. Quindi:

altezza acqua a monte:  $H_M = 229,40$  m s.m.

altezza acqua a valle:  $H_V = 220,75$  m s.m.

- **CONDIZIONE C (vasca vuota):**

La vasca è vuota, quindi l'acqua è alla quota di fondo vasca a monte ed il canale è vuoto:

altezza acqua a monte:  $H_M = 223,00$  m s.m.

altezza acqua a valle:  $H_V = 220,75$  m s.m.

In accordo con le indicazioni delle NTD (in particolare, Tab. C.6), le azioni sismiche vengono introdotte solamente nella Condizione C, in quanto si esclude la concomitanza del sisma con un evento di piena.

### 6.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il piano di fondazione del manufatto di scarico si trova completamente nel Livello 2 per il quale si riportano in Tabella 15, per comodità di lettura, i parametri geotecnici caratteristici.

<i>livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i><math>\Phi'</math></i>	<i><math>\gamma</math> (kN/mc)</i>	<i><math>\gamma_s</math> (kN/mc)</i>
<i>Livello 2</i>	<i>Ghiaie e sabbie</i>	-	-	36	18	21

**Tabella 15 - Parametri geologico-tecnici caratteristici dei terreni coinvolti**





#### 6.2.4 CARICHI, SOVRACCARICHI E AZIONI SISMICHE

Per quanto concerne la determinazione delle azioni sismiche si rimanda alla “Relazione Sismica e delle Strutture”, mentre si riassumono di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche del manufatto di scarico.

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.

Essendo il manufatto in esame assimilabile ad una diga, si seguono le indicazioni delle NTD. Pertanto, i coefficienti sismici si ricavano (v. § D.1.3 NTD) dagli spettri elastici, in funzione del periodo fondamentale di vibrazione della struttura. Gli spettri elastici sono calcolati nella “Relazione sismica e delle strutture”.

A favore di sicurezza, si assume che:

- il periodo fondamentale di vibrazione del manufatto cada all’interno del range  $T_B$ - $T_c$  dello spettro (tratto orizzontale del grafico);
- la massa in gioco al primo modo di vibrare sia il 100% della massa del manufatto.

Sempre in accordo con le indicazioni del § D.1.3 delle NTD, il coefficiente sismico verticale può assumersi pari all’accelerazione verticale di picco del terreno.

In definitiva, per le verifiche all’SLV si assume quindi:

$$k_h = 0,302$$

$$k_v = \pm 0,022$$

### 6.3 ANALISI DEI CARICHI

#### Carichi permanenti

Il peso proprio della struttura in c.a. è calcolato a partire dalla geometria di



progetto, con un peso di volume di  $23,5 \text{ kN/m}^3$ .

### **Spinta dell'acqua**

Agiscono la spinta idrostatica da monte e da valle, con le rispettive quote del pelo libero. Agisce inoltre il peso dell'acqua all'interno del manufatto scatolare.

### **Sottopressione**

La sottopressione è ipotizzata variabile linearmente tra i valori a monte ed a valle dell'opera della pressione idrostatica alla quota considerata.

### **Azioni sismiche**

Le forze inerziali sulle masse strutturali sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti  $k_h = 0,302$  e  $k_v = \pm 0,022$ .

La sovraspinta dell'acqua è calcolata con la formula:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo  $H$  l'altezza complessiva dell'acqua a partire dalla quota di pelo libero e  $z$  la quota generica misurata a partire dal pelo libero.

Il peso dell'acqua all'interno della struttura, agente come carico verticale sulla soletta di fondazione, viene moltiplicato per il coefficiente  $k_v$ .

## **6.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI**

In Tabella 9 si riportano le combinazioni dei carichi in condizioni statiche e sismiche per le verifiche di tipo "GEO", con i relativi coefficienti parziali dei carichi.



	Combinazioni statiche SLU			Combinazioni sismiche SLV			
	SLU GEO - S1	SLU GEO - S2	SLU UPL	1,0xH + 0,3xVgiù	1,0xH + 0,3xVsu	0,3xH + 1,0xVgiù	0,3xH + 1,0xVsu
<b>Azioni statiche:</b>							
Peso proprio	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idrostatica di monte - Condizione A (max invaso)	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta idrostatica di monte - Condizione B (max regolazione)	0.0	1.3	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta idrostatica di monte - Condizione C (vasca vuota)	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione A (max invaso)	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione B (max regolazione)	0.0	0.8	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione C (vasca vuota)	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idrostatica di valle - Condizione A (max invaso)	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta idrostatica di valle - Condizione B (max regolazione)	0.0	0.8	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta idrostatica di valle - Condizione C (vasca vuota)	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Sottopressione - Condizione A (max invaso)	1.0	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Sottopressione - Condizione B (max regolazione)	0.0	1.3	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Sottopressione - Condizione C (vasca vuota)	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Azioni sismiche (SLV o SLD):</b>							
Inerzia struttura - componente orizzontale				1.0	1.0	0.3	0.3
Incremento sismico acqua di monte				1.0	1.0	0.3	0.3
Riduzione sismica spinta acqua di valle				1.0	1.0	0.3	0.3
Inerzia struttura - componente verticale				0.3	0.3	1.0	1.0
Inerzia acqua sulla soletta di monte - componente verticale				0.3	0.3	1.0	1.0

Tabella 16 – Combinazioni di carico

Si evidenzia che:

- la combinazione “SLU GEO – S1” è la combinazione eccezionale (massimo invaso) così come definita al § C.8 delle NTD; la combinazione “SLU GEO – S2” è la combinazione fondamentale.
- le combinazioni di carico “SLU GEO – S1” e “SLU GEO – S2” adottano i coefficienti parziali “A1” della Tab. 6.2.I delle NTC e sono utilizzate (unitamente alle combinazioni sismiche all’SLV) per le verifiche SLU di tipo geotecnico di collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno e di collasso per scorrimento sul piano di posa;
- le combinazioni “SLU UPL” adottano i coefficienti “UPL” della Tab. 6.2.III delle NTC e sono utilizzate per le verifiche nei confronti della stabilità al sollevamento;

## 6.5 CARICHI AGENTI NELLE DIVERSE CONDIZIONI

In Tabella 17 si riportano i valori caratteristici dei carichi elementari agenti nelle condizioni di carico sopra definite, con le seguenti ipotesi e convenzioni:



- la sezione di riferimento è orizzontale, alla quota di fondazione del manufatto (220,75 m s.m.);
- i bracci delle forze sono calcolati rispetto all'estremo di valle della fondazione, a quota 220,75 m s.m.;
- conseguentemente, i momenti sono riferiti all'estremo di valle della fondazione, a quota 220,75 m s.m.

	<b>F</b>	<b>b</b>	<b>M</b>
	[kN]	[m]	[kNm]
<b>Azioni statiche:</b>			
Peso proprio	1 053	6.04	6 360
Spinta idrostatica di monte - Condizione A (max invaso)	443	3.13	1 387
Spinta idrostatica di monte - Condizione B (max regolazione)	367	2.88	1 057
Spinta idrostatica di monte - Condizione C (vasca vuota)	25	0.75	19
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione A (max invaso)	347	10.35	3 591
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione B (max regolazione)	307	10.35	3 177
Peso acqua sulla soletta di monte - Condizione C (vasca vuota)	24	10.35	248
Spinta idrostatica di valle - Condizione A (max invaso)	25	0.75	19
Spinta idrostatica di valle - Condizione B (max regolazione)	0	0.00	0
Spinta idrostatica di valle - Condizione C (vasca vuota)	0	0.00	0
Sottopressione - Condizione A (max invaso)	729	7.60	5 540
Sottopressione - Condizione B (max regolazione)	344	8.40	2 890
Sottopressione - Condizione C (vasca vuota)	89	8.40	748
<b>Azioni sismiche (SLV):</b>			
Inerzia struttura - componente orizzontale	318	2.51	798
Incremento sismico acqua di monte	3	0.90	3
Riduzione sismica spinta acqua di valle	0	0.00	0
Inerzia struttura - componente verticale	23	6.04	139
Inerzia acqua sulla soletta di monte - componente verticale	1	10.35	10

Tabella 17 - Carichi elementari

## 6.6 RIEPILOGO DEI CARICHI DI PROGETTO

La seguente tabella di riepilogo (Tabella 18) contiene:

- la risultante delle azioni verticali N;
- la risultante dei momenti M rispetto al baricentro della sezione orizzontale di q. 225,00 m s.m.;
- la risultante delle azioni orizzontali T;
- l'eccentricità e dei carichi;
- le sollecitazioni agli estremi di monte e di valle della fondazione,  $\sigma_m$  e  $\sigma_v$ .



	Combinazioni statiche SLU			Combinazioni sismiche SLV				
	SLU GEO - S1	SLU GEO - S2	SLU UPL	1,0xH + 0,3xVgiù	1,0xH + 0,3xVsu	0,3xH + 1,0xVgiù	0,3xH + 1,0xVsu	
<b>N</b>	671	851	287	995	981	1012	964	<i>kN</i>
<b>M</b>	1184	1592	-	1184	1183	624	621	<i>kNm</i>
<b>T</b>	418	477	-	346	346	121	121	<i>kN</i>
<b>e</b>	1.76	1.87	-	1.19	1.21	0.62	0.64	<i>m</i>
$\sigma_m$	9	7	-	34	33	57	53	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
$\sigma_v$	98	128	-	124	123	104	100	<i>kN/m<sup>2</sup></i>

Tabella 18 - Risultanti dei carichi

## 6.7 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

### Scorrimento sul piano di posa

La verifica è soddisfatta se viene rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  l'azione sollecitante di progetto e  $R_d$  la resistenza di progetto.

L'azione sollecitante di progetto  $E_d$  coincide con la risultante delle azioni orizzontali. La resistenza  $R$  è data da:

$$R = N \cdot \operatorname{tg}(\varnothing)$$

essendo  $N$  la risultante delle azioni orizzontali e  $\varnothing=36^\circ$ .

La resistenza di progetto è:

$$R_d = R / \gamma_R$$

con  $\gamma_R = 1,15$ .

In Tabella 19 si riporta il riepilogo delle azioni ed i valori del rapporto  $E_d/R_d$ .



	Combinazioni statiche SLU		Combinazioni sismiche SLV				
	SLU GEO - S1	SLU GEO - S2	1,0 xH + 0,3 xVgiù	1,0 xH + 0,3 xVsu	0,3 xH + 1,0 xVgiù	0,3 xH + 1,0 xVsu	
<b>N</b>	671	851	995	981	1012	964	<i>kN</i>
<b>T</b>	418	477	346	346	121	121	<i>kN</i>
<b>Resistenza R</b>	488	619	723	713	735	700	<i>kN</i>
<b>Resistenza R<sub>d</sub></b>	424	538	629	620	639	609	<i>kN</i>
<b>Azione E<sub>d</sub></b>	418	477	346	346	121	121	<i>kN</i>
<b>Verifica Rd/Ed</b>	<b>1.01</b>	<b>1.13</b>	<b>1.82</b>	<b>1.79</b>	<b>5.27</b>	<b>5.02</b>	-

Tabella 19 – Riepilogo delle verifiche di scorrimento sul piano di posa

Essendo  $E_d/R_d$  sempre maggiore di 1, le verifiche allo scorrimento sul piano di posa sono soddisfatte.

#### Sollevamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia non maggiore delle azioni stabilizzanti e delle resistenze (v. § 6.2.4.2 NTC). Dalla precedente Tabella 18 si evince che, per le combinazioni “SLU UPL”, la risultante N delle azioni verticali è sempre positiva, e quindi le verifiche a sollevamento sono soddisfatte.

## 6.8 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante delle fondazioni vengono condotte secondo le indicazioni contenute nell'Appendice D dell'Eurocodice 7 – Parte 1. La resistenza caratteristica ( $R_k$ ) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

$$R_k = q_{LIM} = 1/2 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma + q' N_q s_q b_q d_q i_q g_q + c' N_c s_c b_c d_c i_c g_c;$$

in cui:

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;



- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;  
 $d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D;  
 $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione.

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella precedente Tabella 13.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati nella precedente Figura 19. Affinché le verifiche di capacità portante siano soddisfatte, deve risultare che la resistenza di progetto  $R_d = R_k/\gamma_R$  (con  $\gamma_R = 2,3$ ) sia maggiore o uguale alla risultante delle forze verticali N.

In Tabella 14 si riportano, per le combinazioni di carico esaminate, la risultante delle forze verticali N, il momento baricentrico M, la risultante delle azioni orizzontali T, lo sforzo limite  $q_{lim}$ , la resistenza caratteristica  $R_k$  e la resistenza di progetto  $R_d$ .



	Combinazioni statiche SLU		Combinazioni sismiche SLV				
	SLU GEO - S1	SLU GEO - S2	1,0 x H + 0,3 x V giù	1,0 x H + 0,3 x V su	0,3 x H + 1,0 x V giù	0,3 x H + 1,0 x V su	
N	671	851	995	981	1012	964	kN
M	1184	1592	1184	1183	624	621	kNm
T	418	477	346	346	121	121	kN
q <sub>lim</sub>	344	488	1326	1299	2966	2908	kN/m <sup>2</sup>
R <sub>k</sub>	3125	4323	13557	13236	33717	32893	kN
R <sub>d</sub>	1359	1880	5894	5755	14659	14301	kN
R <sub>d</sub> /N	2.02	2.21	5.92	5.87	14.49	14.84	-

Tabella 20 – Riepilogo delle verifiche di capacità portante

Siccome risulta  $R_d/N \geq 1$  per tutte le combinazioni, le verifiche di capacità portante sono soddisfatte.





## 7. MURI DEL CANALE DI RESITITUZIONE

### 7.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

I muri in esame sono quelli del canale a valle del manufatto di restituzione. Si tratta di muri a mensola in c.a. gettato in opera. La geometria di calcolo del muro è quella della sezione con altezza maggiore (Figura 21):

- Larghezza totale della fondazione: 6,50 m
- Spessore della fondazione: 1,70 m
- Larghezza fondazione a monte: 3,95 m
- Larghezza fondazione a valle: 1,00 m
- Altezza paramento: 9,70 m
- Spessore paramento alla base: 1,55 m
- Spessore paramento in sommità: 1,55 m

Il piano di fondazione è a q. 220,60 m s.m.

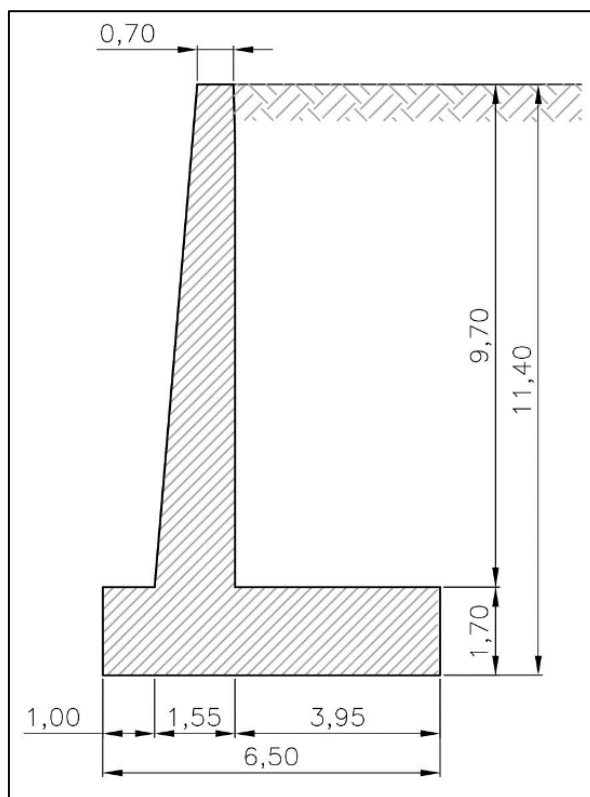


Figura 21 – Geometria di calcolo dei muri del canale di restituzione



Su un tratto dei muri grava l'impalcato del ponte che attraversa il canale di restituzione. Questo carico non viene, in questa fase, preso in conto in quanto stabilizzante e quindi generalmente a favore di sicurezza.

## 7.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

### 7.2.1 CRITERI DI VERIFICA

Le analisi dei muri del canale di restituzione sono condotte su sezioni trasversali, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, e riguardano le verifiche sia di tipo geotecnico che di tipo strutturale.

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 va eseguita secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali delle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC e dei coefficienti parziali per le resistenze di Tab. 6.8.I ( $\gamma_R=1,1$ ). Le rimanenti verifiche di tipo geotecnico sono eseguite secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), 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 e dei coefficienti parziali per le resistenze della Tabella 6.5.I delle NTC, riportati in Tabella 21.



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 21 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  indicati in Tabella 22; per le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno in condizioni sismiche  $\gamma_R = 1,2$ .

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

**Tabella 22 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche dei muri in condizioni sismiche (Tabella 7.11.III NTC)**

Nelle verifiche non è considerata, a favore di sicurezza, la resistenza passiva del terreno di valle (costituito dalla scogliera sul fondo del canale).

Le verifiche di tipo strutturale sono riportate nella “Relazione sismica e delle strutture” di progetto.

### 7.2.2 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

La fondazione del muro in esame si trova completamente nel Livello 2. Il terreno a tergo del muro è costituito dal rilevato arginale. In Tabella 23 si riportano, per comodità di lettura, i parametri geotecnici caratteristici di questi due terreni.



<i>livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i><math>\Phi'</math></i>	<i><math>\gamma</math> (kN/mc)</i>	<i><math>\gamma_s</math> (kN/mc)</i>
<i>Livello 2</i>	<i>Ghiaie e sabbie</i>	-	-	36	18	21
<i>Rilevato arginale</i>		65	10	26	18	20

Tabella 23 - Parametri geologico-tecnici caratteristici dei terreni coinvolti

### 7.2.3 CARICHI E SOVRACCARICHI

Per l'illustrazione dei carichi e dei sovraccarichi considerati si rimanda al § 8.2.3 della "Relazione sismica e delle strutture".

### 7.2.4 AZIONI SISMICHE

Per l'illustrazione dei carichi e dei sovraccarichi considerati si rimanda al § 8.2.4 della "Relazione sismica e delle strutture".

## 7.3 AZIONI AGENTI

I carichi agenti nelle differenti combinazioni, statiche e sismiche, sono riportati al § 8.3 della "Relazione sismica e delle strutture".

## 7.4 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

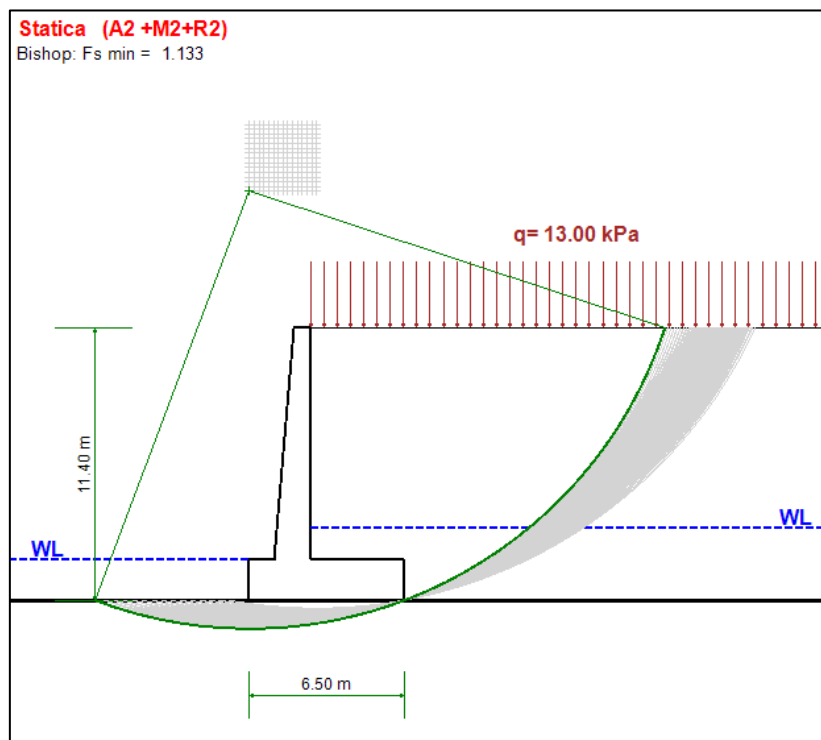
### 7.4.1 STABILITÀ GLOBALE

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta con i classici metodi dell'equilibrio limite, applicando il metodo di Bishop. In Figura 22 si riporta la superficie di scorrimento più gravosa, che presenta i seguenti valori delle azioni agenti e resistenti:

$$E_d = 24.094 \text{ kN}$$

$$R_d = 27.298 \text{ kN}$$

Siccome  $E_d/R_d = 1,13 > 1,10$ , la verifica in condizioni statiche è soddisfatta.



**Figura 22 – Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (condizioni statiche)**

In modo del tutto analogo, in condizioni sismiche si ha:

- sisma verticale verso l'alto:

$$E_d = 23.396 \text{ kN} \quad R_d = 31.927 \text{ kN} \quad E_d/R_d = 1,37$$

- sisma verticale verso il basso:

$$E_d = 24.111 \text{ kN} \quad R_d = 32.880 \text{ kN} \quad E_d/R_d = 1.36$$

Pertanto, anche le verifiche in condizioni sismiche sono soddisfatte.

## 7.4.2 SCORRIMENTO

Si riportano di seguito le verifiche a scorrimento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra l'azione orizzontale di progetto e quella resistente di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.



#### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	479.8	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	1 269.4	-
Resistenza:	$R$	565.5	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.10	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	514.1	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1.07</b>	-

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	438.1	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	1 243.4	-
Resistenza:	$R$	553.9	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.00	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	553.9	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1.26</b>	-

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	458.2	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	1 301.1	-
Resistenza:	$R$	579.6	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.00	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	579.6	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1.27</b>	-

### 7.4.3 RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito le verifiche a ribaltamento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra il momento resistente di progetto ed il momento ribaltante di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

#### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	4 908	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.15	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	4 268	$kNm$
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	1 383	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>3.09</b>	-



#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	4 744	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	4 744	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	1 506	kNm
<b>Verifica:</b> $M_{Rd}/M_{Ed}$		<b>3.15</b>	-

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	5 072	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	5 072	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	1 597	kNm
<b>Verifica:</b> $M_{Rd}/M_{Ed}$		<b>3.18</b>	-

### 7.4.4 CARICO LIMITE

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante della fondazione. Siccome risulta che il rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione verticale di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

#### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	1 269	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	480	kN
Sovaccarico laterale:	$q$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0.47	m
Base efficace:	$B_{eff}$	5.55	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	37.75	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	50.59	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0.24	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0.39	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0.37	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	414	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	2 299	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.40	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	1 642	
<b>Verifica:</b> $N_{Rd}/N_{Ed}$		<b>1.29</b>	-



Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	1 243	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	438	kN
Sovarccarico laterale:	$q$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0.47	m
Base efficace:	$B_{eff}$	5.57	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	37.75	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	50.59	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0.27	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0.42	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0.40	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	440	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	2 450	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	2 042	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>1.64</b>	-
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	2 450	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	2 042	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>1.64</b>	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	1 301	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	458	kN
Sovarccarico laterale:	$q$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0.47	m
Base efficace:	$B_{eff}$	5.56	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	37.75	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	50.59	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0.27	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0.42	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0.40	-
Coefficiente sismico:	$k_h$	0.11	-
Coefficiente sismico:	$z_c$	0.96	-
Coefficiente sismico:	$z_q$	0.94	-
Coefficiente sismico:	$z_\gamma$	0.94	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	441	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	2 450	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1.20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	2 042	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>1.57</b>	-





Milano, agosto 2020

Dott. Ing. Stefano Croci