



PRESIDENTE DELLA REGIONE LAZIO/COMMISSARIO DELEGATO  
PER IL SUPERAMENTO DELL'EMERGENZA DETERMINATASI IN RELAZIONE AGLI  
EVENTI ATMOSFERICI CHE HANNO COLPITO IL TERRITORIO NAZIONALE NEI MESI  
DI NOVEMBRE E DICEMBRE  
(O.P.C.M. n. 3734 del 16 Gennaio 2009 G.U. n. 19 del 24 gennaio 2009)

"PRIMI INTERVENTI DI PROTEZIONE CIVILE DIRETTI A FRONTEGGIARE I DANNI CONSEGUENTI AGLI EVENTI  
ATMOSFERICI CHE HANNO COLPITO IL TERRITORIO NAZIONALE NEI MESI DI NOVEMBRE E DICEMBRE 2008 "

LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI PRATOLUNGO COMPRESA LA M.S.  
DELL'ALVEO E LA COSTITUZIONE DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E LAMINAZIONE  
DELLE PIENE - II LOTTO  
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DI STABILITA' E STRUTTURALE -  
OPERA DI REGOLAZIONE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

RESPONSABILE E COORDINATORE: Ing. Fabio Colletti - CO.RI.P. S.r.l.

PROGETTAZIONE OPERA DI REGOLAZIONE: Ing. Alberto Bezzi - Studio Ing. G. Pietrangeli S.r.l.

ANALISI E PROGETTAZIONI GEOTECNICHE: Ing. Quintilio Napoleoni, Ing. Gadiel Coen - E&G S.r.l.

CONSULENZA GEOLOGICA: Dott. Pio Bersani

CALCOLI IDROLOGICI ED IDRAULICI: Ing. Lucio Cavazza - CO.RI.P. S.r.l.

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Marco Raponi

STUDI AMBIENTALI: Ing. Giorgio Incelli, Ing. Valentina Tomassoni - CO.RI.P. S.r.l.

RILIEVI E STUDI TOPOGRAFICI: Geom. Cesare Lauricella, Geom. Alessandro Iula - CO.RI.P. S.r.l.

INDAGINI GEOGNOSTICHE: Ing. Bruno Taddei - GEO S.a.s.

INDAGINI GEOELETTICHE: Ing. Gianfranco Morelli - GEOSTUDI ASTIER S.r.l.

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gaetano Giardi

CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO										SCALA
	DIRETTORIO			elaborato							
034.0	commessa	liv	unità	tipo	elaborato	save	File name:				
	1	0	0	9	D	PI	R	RT	02	02	034.0_D_PI_R_02_02.doc

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
1	13/10/10	L. TATTI	A. BEZZI	F. COLLETTI		
2						
3						

## Sommario

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	CARATTERISTICHE GENERALI DELL' OPERA.....	4
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
4.	MATERIALI D' OPERA E LORO CARATTERISTICHE .....	9
5.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	11
6.	VERIFICHE DI STABILITA' ALLO SCORRIMENTO.....	12
6.1.	Premessa .....	12
6.2.	Ipotesi di calcolo.....	12
6.3.	Analisi dei carichi .....	13
6.3.1.	Terminologia.....	13
6.3.2.	Definizioni.....	15
6.4.	Verifiche eseguite secondo il D.M. 24/3/82 .....	19
6.4.1.	Combinazioni di carico .....	19
6.4.2.	Combinazione di carico A (peso proprio + azioni sismiche).....	19
6.4.3.	Combinazione di carico B (peso proprio + invaso + sottospinta idrostatica) 20	
6.4.4.	Combinazione di carico C (peso proprio + invaso + sottospinta idrostatica + azioni sismiche) .....	21
6.5.	Analisi di sensitività sulle verifiche secondo il D.M. 24/3/82.....	23
6.5.1.	Analisi geotecnica.....	23

6.5.2.	Analisi sull'intensità sismica.....	23
6.6.	Approcci di calcolo secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. /01/0826	24
6.6.1.	Valutazione della sicurezza.....	26
6.6.2.	Verifiche in condizioni non sismiche.....	27
6.6.3.	Verifiche in condizioni sismiche .....	29
6.6.3.1	Verifica con assimilazione a muro di sostegno .....	30
6.6.3.2	Individuazione del coefficiente sismico limite.....	32
6.7.	Conclusioni .....	36
7.	VERIFICHE DI RESISTENZA .....	37
7.1.	Generalità.....	37
7.2.	Analisi dei carichi .....	37
7.3.	Modello di calcolo .....	40
7.4.	Analisi dei risultati.....	42
7.5.	Analisi dei cedimenti .....	49

## **1. INTRODUZIONE**

La presente relazione è parte integrante dell'incarto progettuale definitivo della vasca di accumulo sul Fosso di Pratolungo, alla confluenza del fiume Aniene, nell'agro del Comune di Roma. In essa sono presentati e illustrati tutti gli aspetti relativi alle ipotesi ed i metodi adottati, nonché i risultati ottenuti, nell'ambito delle verifiche di sicurezza e di resistenza dell'opera di regolazione.

Il presente documento è quindi oggetto unicamente degli aspetti di calcolo relativi alle verifiche di sicurezza dell'opera di regolazione dello sbarramento, mentre per quanto concerne le caratteristiche costruttive ed i principi di dimensionamento dell'opera si rimanda alla relazione descrittiva ed ai disegni di progetto contenuti nel presente incarto progettuale.

## **2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL' OPERA**

L'opera di regolazione in oggetto è parte integrante dell'argine in materiali sciolti previsto per il ripristino dell'officiosità idraulica del fosso di Pratolungo.

L'opera di regolazione, del tipo a gravità massiccia in calcestruzzo, ha uno sviluppo complessivo al coronamento di ca. 58 m ed un'altezza pari a 11 m, misurata a partire dalla soglia sfiorante fino al punto più basso della superficie di fondazione a monte.

L'opera si sviluppa lungo un asse rettilineo ed è suddivisa in 5 conci con due tipi diverse di strutture: una classica tracimabile seguita da una vasca di dissipazione (4 conci) e una struttura scatolare (centrale) nella quale sono alloggiati le paratoie per la regolamentazione delle portate.

La strada di coronamento è situata a quota 32,85 m s.l.m. La quota più depressa del paramento di valle è situata a 21,00 m s.l.m., mentre la quota più depressa della fondazione dello sbarramento, in corrispondenza dei conci tracimabili, è a 16,00 m s.l.m.

La struttura tracimabile ha una sezione triangolare classica con paramento di monte verticale e paramento di valle con pendenza complessiva di 1:0,8 (verticale : orizzontale). Il triangolo fondamentale presenta pertanto un'apertura complessiva di 38°55', con vertice ubicato in corrispondenza della quota 30,03 m s.l.m. Tali conci hanno una larghezza pari a circa 11,00 e 14,00 m.

Lo scarico di superficie dello sbarramento è costituito da una soglia libera fissa con ciglio di sfioro situato a quota 28,50 m s.l.m., ovvero oltre tre metri al di sotto del coronamento. Il profilo della soglia dello scarico è sagomato secondo un profilo tipo Creager.

A valle dello sbarramento è presente una vasca di dissipazione, che presenta una tipologia standard (USBR tipo III).

Il concio dove sono alloggiati le paratoie è situato al centro dell'opera di regolazione ed ha una larghezza e lunghezza totale pari a 7,60 m e 28,6 m rispettivamente con quota fondazione posta a 19,00 m s.l.m. Il concio è costituito da due camere separate parallele nelle quali sono installate 2 paratoie piane su ruote di luce 3x2m. Il concio ha una forma scatolare al di sopra del quale è previsto un piazzale a quota 32,85 m s.l.m per la manutenzione delle paratoie nonché per la movimentazione e lo stoccaggio dei panconi.

Al di sotto dello sbarramento è prevista la realizzazione di uno schermo di tenuta, costituito da una diaframma in calcestruzzo plastico. Il diaframma si spingerà fino ad una quota minima di 15 m.s.l.s.

Il volume complessivo dell'opera di regolazione è di circa 6'300 m<sup>3</sup>, compresi i getti necessari alla realizzazione della vasca di dissipazione situata al piede a valle dell'opera di regolazione e i getti necessari alla realizzazione del concio dove è alloggiata la paratoia.

Nelle immagini successive sono rappresentate la pianta e le sezioni tipo dell'opera in oggetto.

Regione Lazio  
“Ripristino officiosità del fosso di Pratalungo – 2° lotto – Vasca di accumulo”  
Relazione sostitutiva di calcolo di stabilità strutturale – Opera di regolazione

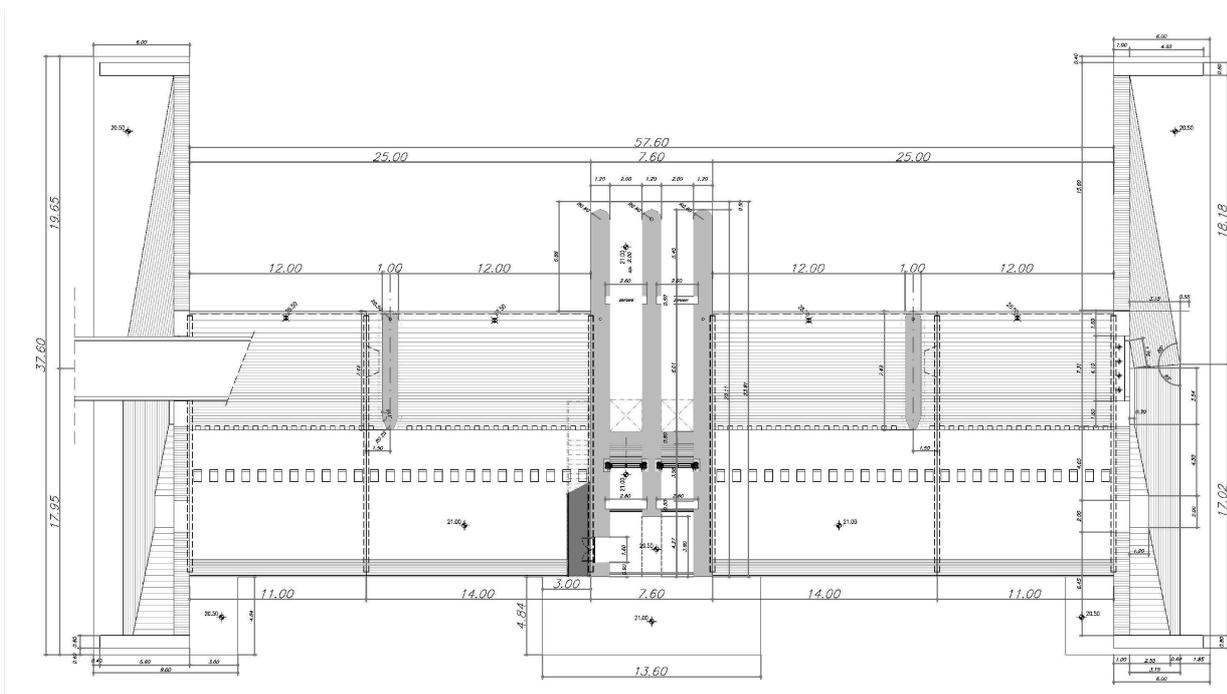


Figura 1 - Pianta opera di regolazione

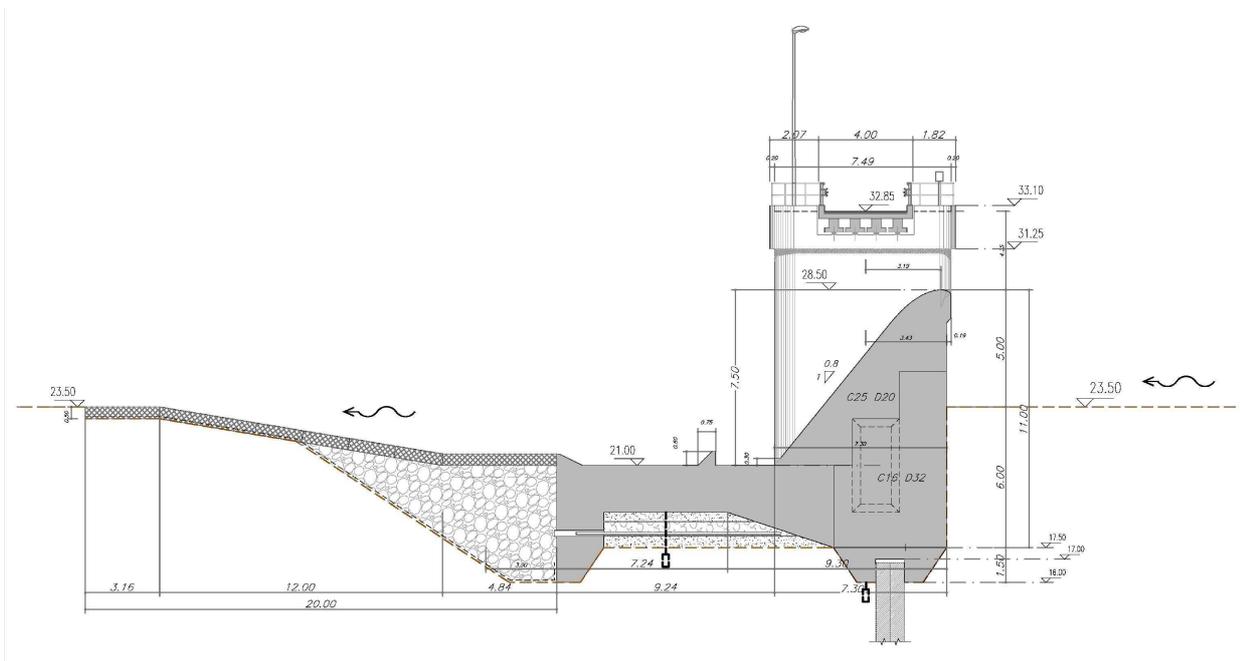


Figura 2 - Sezione tipo concio trascinabile

Regione Lazio  
“Ripristino officiosità del fosso di Pratolungo – 2° lotto – Vasca di accumulo”  
Relazione sostitutiva di calcolo di stabilità strutturale – Opera di regolazione

---

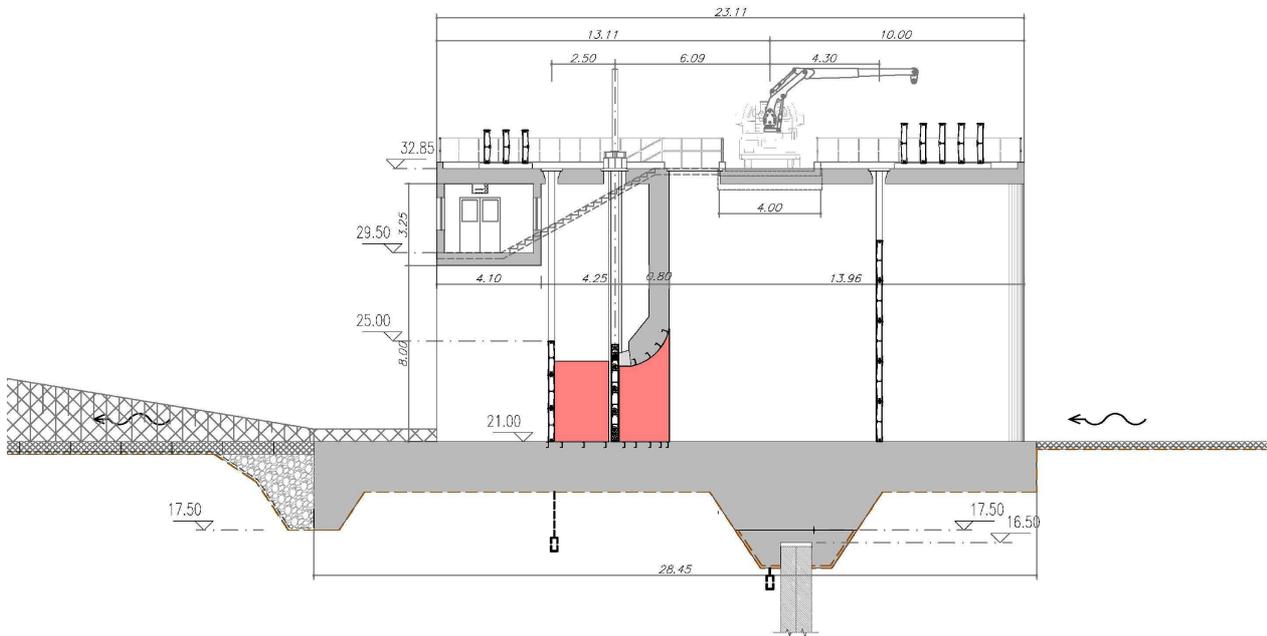


Figura 3 - Sezione tipo concio centrale

### **3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le verifiche di stabilità globale le verifiche di sicurezza delle opere strutturali sono state condotte tenendo conto delle seguenti normative:

- Legge 5 Novembre 1971 n.1086

*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*

- Decreto Ministero LL.PP. del 24 Marzo 1982

*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.*

- Decreto Ministero LL.PP. dell'11 Marzo 1988

*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*

- Decreto Ministero LL.PP. del 14 Febbraio 1992

*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato ed in cemento armato precompresso e per le strutture metalliche. (valida per il metodo delle T.A.).*

- Decreto Ministero LL.PP. del 09 Gennaio 1996

*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

- Decreto Ministero LL.PP. del 16 Gennaio 1996

*Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".*

- Decreto Ministero LL.PP. del 16 Gennaio 1996

*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*

- Circolare Ministero LL.PP. del 4 Luglio 1996, n° 156 AA.GG./STC.

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.*

- Circolare Ministero LL.PP. del 15 ottobre 1996, n 252 AA.GG./STC.

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09 Gennaio 1996.*

- Circolare Ministero LL.PP. del 10 aprile 1997, n 65 AA.GG./STC.

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.*

- Istruzioni CNR 10024/86

*Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274

*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

- Decreto Ministero Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Settembre 2005, Testo Unico

*Norme Tecniche per le Costruzioni.*

- Decreto Ministero Infrastrutture del 14 Gennaio 2008

*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.*

- Circolare del Ministero Infrastrutture del 2 Febbraio 2009, n. 617

*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. del 14 Gennaio 2008.*

#### **4. MATERIALI D' OPERA E LORO CARATTERISTICHE**

Sono riportate le caratteristiche meccaniche e le proprietà di resistenza dei materiali impiegati valutate come prescritto dal D.M. delle Infrastrutture del 14 Gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni).

Il conglomerato cementizio deve avere le seguenti caratteristiche:

<b><i>Calcestruzzo Classe di Resistenza C16/20 – per magroni e opere di livellamento</i></b>			
Resistenza Caratteristica Cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	20	Mpa
Resistenza Caratteristica Cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	16	Mpa
Max dimensione degli aggregati		20	mm

<b><i>Calcestruzzo Classe di Resistenza C25/30 – per opere in elevazione (Rck30)</i></b>			
Rapporto massimo A/C	A/C	0,60	
Contenuto minimo di cemento		2,80	kN/mc
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	30	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	25	Mpa
Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	1,82	Mpa
Resistenza a trazione media	f <sub>ctm</sub>	2,61	Mpa
Resistenza a trazione per flessione media	f <sub>cfm</sub>	3,13	Mpa
Resistenza di calcolo cilindrica a compressione	f <sub>cd</sub>	15,56	Mpa
Resistenza di calcolo a trazione	f <sub>ctd</sub>	1,14	Mpa
Modulo elastico normale	E <sub>c</sub>	31220	Mpa
Coefficiente di Poisson	ν	0,20	
Densità	ρ	25,00	kN/mc
Max dimensione degli aggregati		30	mm

Le opere in c.a. sono realizzate prevedendo l'impiego di barre per armatura ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450 C (FeB44k) (controllato in stabilimento) con le seguenti caratteristiche:

<b>Acciaio tipo B450 C – per armature, barre ad aderenza migliorata</b>			
Modulo elastico	E	210.000	Mpa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	Mpa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	Mpa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	391	Mpa

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al Capitolato Speciale d'Appalto ed alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

## 5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

La modellazione geologica del sito in questione è riportata nella relazione geotecnica allegata ed alla quale si rimanda. Nella suddetta relazione, sulla base della modellazione geologica del sito, sono definiti i valori dei parametri geotecnici dei terreni coinvolti da utilizzare nel dimensionamento dell'opera di regolazione.

La relazione geologica/geotecnica individua il seguente profilo stratigrafico:

- Unità 1 : Riporto Limoso
- Unità 2 : Limi mediamente consistenti (limi fluviali recenti + limi ocra consistenti)
- Unità 3a : Argille consistenti con livelli di sabbia addensata
- Unità 3b : Argille poco consistenti
- Unità 4a : Tufi e piroclastiti
- Unità 4b : Tufi e piroclastiti parzialmente argillificati
- Unità 5 : Sabbia e ghiaia

I seguenti valori dei parametri geotecnici dei terreni sono stati utilizzati nel dimensionamento delle opere di intervento e nelle verifiche di stabilità globale del pendio:

MATERIALE	Peso di volume del terreno	Coesione	Angolo di attrito interno	Modulo Elastico
	kN/m <sup>3</sup>	kPa	Deg	MPa
1) <i>Riporto limoso</i>	18,0	5	24	5
2) <i>Limi mediamente consistenti</i>	18,0	15	24	30
3a) <i>Argille consistenti con livelli di sabbia addensata</i>	19,0	20	27	40
3b) <i>Argille poco consistenti</i>	18,0	10	26	10
4a) <i>Tufi e piroclastiti</i>	18,0	15	28	100
4a) <i>Tufi e piroclastiti parzialmente argillificati</i>	18,0	20	25	80
5) <i>Sabbia e ghiaia</i>	18,0	0	33	20

Tabella 1

## **6. VERIFICHE DI STABILITA' ALLO SCORRIMENTO**

### **6.1. Premessa**

La normativa vigente, all'atto della stesura del progetto è quella relativa alle Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento del DM 24/3/82 e quindi ad essa è necessario fare riferimento anche riguardo alle prescrizioni sulle verifiche di stabilità allo scorrimento; tuttavia, si ritiene di non poter ignorare che gli schemi di calcolo di tale normativa sono superati, soprattutto riguardo alla valutazione delle azioni sismiche, come dimostrato dal contenuto delle Nuove norme tecniche per le costruzioni del DM 14/01/08, anche se non ancora direttamente applicabile alle dighe a gravità.

Pertanto, nella consapevolezza dell'avvenuta evoluzione dei criteri di verifica delle costruzioni negli ultimi decenni e del cambio normativo in atto, si ritiene opportuno affiancare alle classiche verifiche effettuate secondo il DM 24/3/82, delle verifiche svolte allo stato dell'arte, secondo riconosciuti più aggiornati approcci progettuali; lo svolgimento di tali analisi di sensitività sui modelli di calcolo ha la finalità di fornire un adeguato livello di conforto sui margini di sicurezza del dimensionamento dell'opera.

### **6.2. Ipotesi di calcolo**

In sintesi le principali ipotesi di calcolo assunte nell'ambito delle verifiche di stabilità allo scorrimento possono essere riassunte come segue:

- Le verifiche sono state svolte per l'elemento più critico, ossia il corpo trascinabile.
- Le verifiche sono state eseguite tenendo in considerazione la condizione di carico di invaso pieno non trascinabile (livello acqua pari a 28,50m s.l.m.) e la condizione di carico di soglia trascinabile con carico d'acqua pari a 1,65 m (portata sfiorante per evento "estremo" pari a 220 m<sup>3</sup>/s corrispondente ad un livello massimo di 30,15 m s.l.m.);
- Le sottopressioni sono state assunte in funzione del livello d'invaso del serbatoio e di quello nella vasca di dissipazione. Al di sotto della vasca di dissipazione, la presenza del sistema di drenaggio fa sì che le sottopressioni sono state assunte costanti e pari al livello idrico a valle della vasca di dissipazione stessa. Per lo sfioratore le sottopressioni sono state assunte variabili linearmente su tutto lo spessore della struttura tra i valori del livello d'invaso del serbatoio e di quello presente all'inizio della vasca di dissipazione.
- Per la spinta passiva, poiché a valle della vasca di dissipazione il materiale in posto è stato sostituito con materiale drenante ben compattato, è stato considerato un materiale con un angolo di attrito interno pari a 35°, assumendo che vengano mobilitati solo 2/3 della spinta.
- Il peso volumico del calcestruzzo è stato assunto pari a 25,00 kN/m<sup>3</sup>.
- Il peso volumico dell'acqua è stato assunto pari a 9,81 kN/m<sup>3</sup>.

## 6.3. Analisi dei carichi

### 6.3.1. Terminologia

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite riguardo alle azioni seguenti (rappresentate in figura 4):

- $P_{PS}$  = azioni dovute al peso proprio in condizioni statiche;
- $P_{WSm}$  = azioni dovute alle pressioni idrostatiche a monte dell'opera;
- $P_{WSv}$  = azioni dovute alle pressioni idrostatiche a valle dell'opera;
- $P_{RS(att)}$  = azioni dovute alla spinta attiva del rinterro
- $P_{RS(pass)}$  = azioni dovute alla spinta passiva del rinterro
- $S_p$  = azioni dovute alla spinta delle sottopressioni al di sotto della superficie di scorrimento;
- $P_W$  = azioni dovute al peso dell' acqua sopra la vasca di dissipazione;
- $P_{PDh}$  = azioni sismiche inerziali orizzontali della massa strutturale;
- $P_{PDhv}$  = azioni sismiche inerziali verticali della massa strutturale;
- $P_{WD}$  = azioni sismiche dovute all' incremento dinamico della spinta dell' acqua;
- $P_{RD}$  = azioni sismiche dovute all' incremento della spinta del terreno;
- $T_R$  = azioni resistenti dovute al diaframma plastico.

prendendo in considerazione le seguenti altezze (rappresentate in figura 4):

- $H_{Wm}$  = altezza dell'acqua sopra la soglia
- $H_{Wv}$  = altezza dell'acqua sopra la vasca di dissipazione
- $h_{Wm}$  = altezza dell'acqua a monte dell'opera
- $h_{Wv}$  = altezza dell'acqua a valle dell'opera
- $h_{Satt}$  = altezza su cui agisce la spinta attiva del terreno
- $h_{Spass}$  = altezza su cui agisce la spinta passiva del terreno

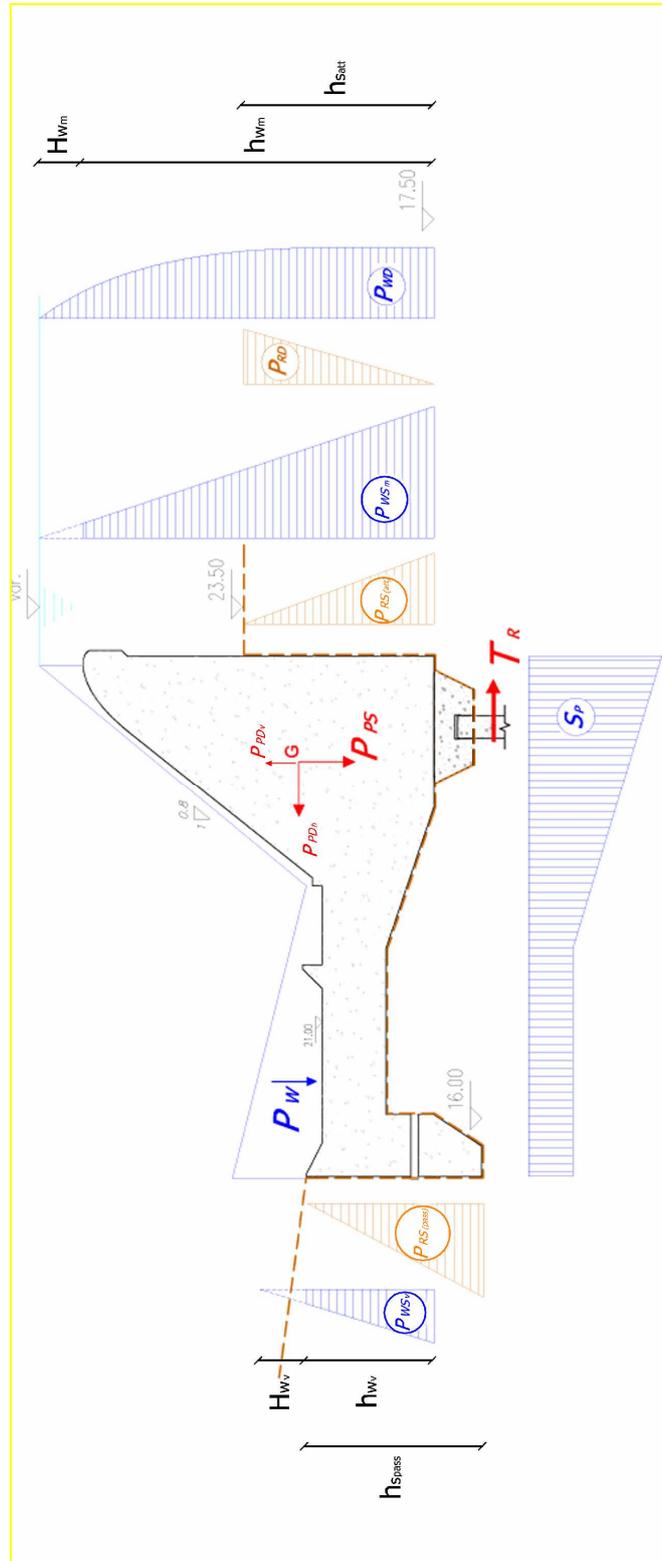


Figura 4

### 6.3.2. Definizioni

#### **P<sub>PS</sub> – azioni dovute al peso proprio**

Tali azioni sono calcolate considerando per cls un peso specifico pari a :

$$\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Il peso proprio della struttura quindi risulta:

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m.}$$

#### **P<sub>WS</sub> – azioni dovute alle pressioni idrostatiche**

Tali azioni sono state calcolate secondo la seguente relazione:

$$P_{WS} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{WS}^2$$

dove:  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$       Peso specifico dell'acqua  
 $h_w$       Massima altezza di riferimento dell'acqua  
 $z$       Altezza generica

Nella trattazione di calcolo, sviluppata nei seguenti paragrafi, si intende:

$P_{WSm}$  = azioni dovute alle pressioni idrostatiche di monte

$P_{WSm}$  = azioni dovute alle pressioni idrostatiche di valle

#### **P<sub>RS</sub> - azioni dovute alla pressioni del terreno**

Tali azioni sono state calcolate secondo la seguente relazione:

$$P_{RS} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_w) * K * h_S^2$$

dove:  $\gamma_R = 18,00 \text{ kN/m}^3$       Peso specifico del terreno  
 $h_S$       Massima altezza del terreno  
 $z$       Altezza generica  
 $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi_R}{2}\right)$       Coefficiente di spinta attiva  
 $K_p = \frac{1}{K_a}$       Coefficiente di spinta passiva  
 $\varphi_R = 24^\circ$       Angolo d'attrito

Nella trattazione di calcolo, sviluppata nei seguenti paragrafi, si intende:

$P_{RSatt}$  = azioni dovute alla spinta attiva del terreno

$P_{WSm}$  = azioni dovute alla spinta passiva del terreno

### **SP - azioni dovute alla spinta delle sottopressioni al di sotto della superficie di scorrimento**

Le sottopressioni sono state assunte variabili linearmente su tutta la lunghezza della struttura ed assumendo dei valori alle estremità, pari alle rispettive pressioni idrostatiche determinate dai rispettivi battenti d'invaso.

Tali azioni sono state calcolate secondo la seguente relazione:

$$S_p = h_w * \gamma_w * L$$

dove:  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN} / \text{m}^3$       Peso specifico dell'acqua  
 $h_w$                                       Massima altezza di riferimento dell'acqua

### **P<sub>W</sub> - azioni dovute al peso dell'acqua sopra la vasca di dissipazione**

Tali azioni sono calcolate considerando per il volume d'acqua sopra la vasca di dissipazione un peso specifico pari a:

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN} / \text{m}^3$$

### **P<sub>PD</sub> - azioni sismiche inerziali della massa strutturale**

Gli effetti sismici sono stati valutati tramite l'espressione:

$$P_{PD} = C * P_{PS}$$

Secondo le norme dettate dal D.M. LL. PP. Del 24/03/1982:

$C = (S - 2)/100$       coefficiente di intensità sismica (dipende dal grado di sismicità S)  
S      Grado di sismicità  
         dipende dal territorio e varia col rischio sismico  
S = 12      Zone di I categoria  
S = 9      Zone di II categoria  
S = 6      Zone di III categoria

Nella trattazione di calcolo, sviluppata nei seguenti paragrafi, si intende:

$P_{PDh}$  = azioni sismiche inerziali orizzontali della massa strutturale

$P_{PDv}$  = azioni sismiche inerziali verticali della massa strutturale

### **P<sub>WD</sub> - azioni sismiche dovute all'incremento dinamico della spinta dell'acqua**

Le azioni sismiche dovute all'incremento dinamico della spinta dell'acqua sono assimilate ad una distribuzione continua di pressione normale al paramento di monte di intensità:

$$P_{WD} = C \times \gamma_w \times c \times y_0$$

dove:  $C = 0,04$

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$y_0$

$$c = \frac{c_m}{2} = \left[ \frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

$$c_m = 0,74$$

Coefficiente di intensità sismico

Peso specifico dell'acqua

Quota di massimo invaso

$y$  è la quota generica del paramento a cui è associata la pressione  $p$

Coefficiente funzione dell'angolo di inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

### **P<sub>RD</sub> - azioni sismiche dovute all'incremento della spinta del terreno**

Le azioni sismiche dovute all'incremento della spinta del terreno sono state calcolate secondo la seguente relazione:

$$P_{RD} = 1/2 * \gamma_R * \Delta k_{AE} * h_S^2$$

dove:  $\gamma_R = 18,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

$h_R$

$z$

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A$$

$$K_A = tg^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi_R}{2} \right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_R - \lambda - \theta)}{\cos \theta \times \cos^2 \lambda \times \cos(\varphi_p + \lambda + \theta) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_R + \varphi_p) \times \sin(\varphi_R - i - \theta)}{\cos(\varphi_p + \lambda + \theta) \times \cos(\lambda - i)}} \right]^2}$$

Coefficiente dinamico della spinta attiva calcolato secondo il criterio di Mononobe-Okabe;

dove:

$$\varphi_R = 24^\circ$$

$$\varphi_p = 0^\circ$$

$$\lambda = 0^\circ$$

$$\theta = \arctg C$$

$$i = 0^\circ$$

$C$

Angolo d'attrito del terreno;

Rappresenta l'angolo d'attrito tra il terreno e il paramento di monte;

Rappresenta l'inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale;

Rappresenta l'angolo ausiliario;

Rappresenta l'inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale;

Coefficiente di intensità sismico.

## **T<sub>R</sub> – azioni resistenti dovute al diaframma plastico**

Le specifiche di capitolato per il diaframma prevedono una resistenza a compressione ad espansione laterale libera non inferiore a 10 kg/cm<sup>2</sup>, pari a 1.000 kN/m<sup>2</sup>; pur essendo la resistenza al taglio a rottura pari al 50% di quella a compressione, in via cautelativa si sceglie di adottare, nelle verifiche a scorrimento, per la resistenza a taglio del diaframma un valore non superiore al 30% di quella a compressione e quindi pari a:

$$t = 300 \text{ kN/m}^2$$

per uno spessore del diaframma che sotto lo sfioratore risulta di 1,2 m, si ha una resistenza del diaframma pari a:

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

## 6.4. Verifiche eseguite secondo il D.M. 24/3/82

Secondo il D.M. 24/3/82 per le dighe a gravità, affinché siano rispettati i requisiti di sicurezza allo scorrimento, il rapporto tra le forze orizzontali e le forze verticali deve essere inferiore a 0,75:

$$\triangleright F_H / F_V < 0,75$$

### 6.4.1. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche di sicurezza dell'opera sono state considerate le tre combinazioni di carico illustrate nella **Tabella 2** seguente:

Combinazione	Peso proprio	Invaso	Sottospinta	Azioni sismiche
A				
B				
C				

Tabella 2

COMBINAZIONE A: è stato considerato l' invaso vuoto e presenza di sisma;

COMBINAZIONE B: è stato preso in considerazione l' invaso pieno fino a quota 30,15 m s.l.m., con livello a valle pari a 24,7 m s.l.m. e in assenza di sisma;

COMBINAZIONE C: è stato preso in considerazione l' invaso pieno fino a quota 28,5 m s.l.m., con un livello d' acqua a valle corrispondente al livello della falda 21 m , e presenza di sisma.

### 6.4.2. Combinazione di carico A (peso proprio + azioni sismiche)

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (att)} = 1/2 * \gamma_R * k_a * h_{Satt}^2 = 136,6 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (pass)} = 1/2 * \gamma_R * k_p * h_{Spass}^2 = 769,5 \text{ kN/m} \quad \text{con } k_p = 1/ k_a$$

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 81 \text{ kN/m}$$

$$\text{con } C = (S - 2) / 100 = 0,04 \text{ e } S = 6 \text{ (zona di III categoria sismica)}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * P_{PDh} = 40,5 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 10,18 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_H / F_V = 132,22 / 1984,5 = 0,07 < 0,75 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

### **6.4.3. Combinazione di carico B (peso proprio + invaso + sottospinta idrostatica)**

Nella combinazione di carico B è stato preso in considerazione l' invaso pieno fino a quota 30,15 m s.l.m.

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (att)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (pass)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = \frac{1}{2} * \gamma_W * (h_{Wm} + H_{Wm})^2 - \frac{1}{2} * \gamma_W * H_{Wm}^2 = 786,5 \text{ kN/m}$$

con  $h_{Wm} = 11 \text{ m}$  e  $H_{Wm} = 1,65 \text{ m}$  (altezza d' acqua sopra la soglia)

$$P_{WSv} = \frac{1}{2} * \gamma_W * (h_{Wv} + H_{Wv})^2 - \frac{1}{2} * \gamma_W * H_{Wv}^2 = 208 \text{ kN/m}$$

con  $h_{Wv} = 4 \text{ m}$  e  $H_{Wv} = 3,2 \text{ m}$  (altezza d' acqua sopra la vasca di dissipazione)

$$S_p = h_{Spv} * \gamma_W * L + \frac{1}{2} * (h_{Spm} - h_{Spv}) * \gamma_W * l = 1361,7 \text{ kN/m}$$

con  $h_{Spm} = 12,15 \text{ m}$  (livello idrico al di sotto dello sfioratore all'estremità di monte)

$h_{Spv} = 6,7 \text{ m}$  (livello idrico al di sotto della vasca di dissipazione)

$$P_W = 225 \text{ kN/m}$$

Con  $V_W = 22,5 \text{ m}^3/\text{m}$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

➤  $F_H / F_V = 18,5 / 888 = 0,07 < 0,75$  (verifica soddisfatta)

#### **6.4.4. Combinazione di carico C (peso proprio + invaso + sottospinta idrostatica + azioni sismiche)**

Nella combinazione di carico C è stato preso in considerazione l' invaso pieno fino a quota 28,5 m s.l.m.

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS(Att)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS(pass)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = \frac{1}{2} * \gamma_W * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = \frac{1}{2} * \gamma_W * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$S_P = h_{SPv} * \gamma_W * L + \frac{1}{2} * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_W * l = 845 \text{ kN/m}$$

con  $h_{SPm} = 10,5 \text{ m}$  (livello idrico al di sotto dello sfioratore all'estremità di monte)

$h_{SPv} = 3,0 \text{ m}$  (livello idrico al di sotto della vasca di dissipazione)

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 81 \text{ kN/m}$$

con  $C = (S - 2) / 100 = 0,04$  e  $S = 6$  (zona di III categoria sismica)

$$P_{PDv} = 0,5 * P_{PDh} = 40,5 \text{ kN/m}$$

$$F_W = P_{WD} * h_{Wm} = 65,3 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 10,18 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

➤  $F_H / F_V = 84,48 / 790,8 = 0,10 < 0,75$  (verifica soddisfatta)

La seguente tabella riassume i risultati delle verifiche effettuate per le diverse combinazioni di carico analizzate:

	COMBINAZIONE A	COMBINAZIONE B	COMBINAZIONE C
$F_v$ (KN/m)	1984,5	888	790,8
$F_h$ (KN/m)	132,2	18,5	84,5
$F_h / F_v$	0,07	0,07	0,10

Tabella 3 - rapporto tra le forze risultanti orizzontali e verticali

Da rilevare che per nessuna combinazione di carico considerate il rapporto tra le forze orizzontali e quelle verticali supera il valore limite imposto dalla norma.

## 6.5. Analisi di sensitività sulle verifiche secondo il D.M. 24/3/82

### 6.5.1. Analisi geotecnica

Dato che il criterio di stabilità prescritto dal DM 24/3/82 ( $FH/FV < 0,75$ ) di fatto sottintende la presenza di una fondazione su roccia ( $\arctg 0,75 = 37^\circ$ ), si ritiene necessario verificare la stabilità allo scorrimento utilizzando le reali caratteristiche del terreno di fondazione ( $\varphi_R = 24^\circ$ ,  $c = 15 \text{ kPa}$ ).

Si riporta di seguito la verifica per la sola combinazione C, in quanto più gravosa:

Con  $\varphi_R = 24^\circ$  e  $c = 15 \text{ kPa}$

$$F_{RES} = P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L = 1807 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1136,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{➤ } F_{RES} / F_{AG} = 1,59 > 1,2 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

### 6.5.2. Analisi sull'intensità sismica

Dato che la valutazione delle azioni sismiche sulle strutture nelle nuove norme tecniche sono generalmente diventate molto più gravose, si ritiene opportuno testare le condizioni di stabilità dell'opera all'incremento delle categorie sismiche previste nel DM 24/3/82, rispetto alla III categoria in esso prescritta per il territorio in esame.

Si riportano di seguito le verifiche per la sola più gravosa combinazione C sia, secondo le prescrizioni di norma, che considerando le reali caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.

- **II CATEGORIA: S = 9 e C = 0,07**

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (att)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (pass)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$S_P = h_{SPv} * \gamma_W * L + 1/2 * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_W * l = 845 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 141,75 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * P_{PDh} = 70,9 \text{ kN/m}$$

$$F_W = P_{WD} * h_{Wm} = 114,1 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 1/2 * \gamma_R * \Delta k_{AE} * h_{Satt}^2 = 15,23 \text{ kN/m}$$

$$\text{➤ } F_H / F_V = 199,1 / 760,4 = 0,26 < 0,75 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Con  $\varphi_R = 24^\circ$  e  $c = 15 \text{ kPa}$

$$F_{RES} = P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L = 1807 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1264,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{➤ } F_{RES} / F_{AG} = 1,42 > 1,2 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

• **I CATEGORIA: S = 12 e C = 0,1**

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (att)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (pass)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$S_P = h_{SPv} * \gamma_W * L + 1/2 * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_W * l = 845 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 202,5 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * P_{PDh} = 101,25 \text{ kN/m}$$

$$F_W = P_{WD} * h_{Wm} = 162,9 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 1/2 * \gamma_R * \Delta k_{AE} * h_{Satt}^2 = 25,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{con } \Delta k_{AE} = 0,079$$

$$\text{➤ } F_H / F_V = 337,7 / 730,05 = 0,46 < 0,75 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

Con  $\varphi_R = 24^\circ$  e  $c = 15 \text{ kPa}$

$$F_{RES} = P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L = 1807 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1398 \text{ kN/m}$$

➤  $F_{RES} / F_{AG} = 1,29 > 1,2$  (verifica soddisfatta)

Le seguenti tabelle riassumono i risultati delle verifiche di scorrimento sull'opera per le tre diverse categorie sismiche, considerando solo la combinazione di carico C:

	III CATEGORIA	II CATEGORIA	I CATEGORIA
$F_v$ (KN/m)	790,8	760,4	730
$F_h$ (KN/m)	84,5	199	337,7
$F_h / F_v (< 0,75)$	0,10	0,26	0,46

Tabella 4 - Verifiche  $F_h / F_v$

	III CATEGORIA	II CATEGORIA	I CATEGORIA
$F_{RES}$ (KN/m)	1807	1807	1807
$F_{AG}$ (KN/m)	1136,4	1264,5	1398
$F_{RES} / F_{AG} (> 1,2)$	1,59	1,42	1,29

Tabella 5 - Verifiche  $F_{RES} / F_{AG}$

## 6.6. Approcci di calcolo secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 24 /01/08

### 6.6.1. Valutazione della sicurezza

Secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni la sicurezza è ottenuta applicando dei coefficienti parziali delle azioni o all'effetto delle azioni, alle resistenze dei materiali ed alle resistenze globali. Nei riguardi degli stati limite ultimi, la verifica della sicurezza è espressa dall'equazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

Dove

$E_d$  = il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$R_d$  = la resistenza di progetto del sistema.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STRU) e geotecnici (GEO) di cui al paragrafo 2.6.1 delle NTC, i valori di  $E_d$  e di  $R_d$  si valutano adoperando, in alternativa, due approcci progettuali, denominati Approccio 1 e Approccio 2.

Nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R). Nella combinazione 1 dell'approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 (vedi tabella 6). Nella combinazione 2 dell'approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2.

Nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, in particolare per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_E$	(A1)	(A2)
			STR	GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

Tabella 6 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

La seguente tabella, invece, indica i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai parametri geotecnici:

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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza parziale relativo alle resistenze globali R si considera:

$$\gamma_R = 1,15$$

Secondo quanto riportato sopra si è scelto di svolgere i calcoli di stabilità allo scorrimento scegliendo di adoperare l' approccio 1 combinazione 2:

A2, M2 e R2.

tale scelta è giustificata dal fatto che nelle Istruzioni per l' applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la combinazione 1 dell' approccio 1 è condizionante il dimensionamento strutturale, mentre la combinazione 2 è condizionante il dimensionamento geotecnico.

### 6.6.2. Verifiche in condizioni non sismiche

Considerando le seguenti combinazioni delle azioni più gravose:

- *Fondamentale esercizio normale*: con i coefficienti di sicurezza delle azioni e di resistenza definiti nel paragrafo precedente e considerando le azioni come permanenti, secondo quanto specificato nelle norme;
- *Eccezionale massima piena*: livello d'acqua pari a 30,15 con coefficienti di sicurezza delle azioni posti pari a 1.0 e i valori dei coefficienti di sicurezza delle resistenze dei materiali e della resistenza globale sopra definiti.

Si ottiene

*Fondamentale esercizio normale*:

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = 1/2 * \gamma_w * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$P_{RS(att)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_w) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS(pass)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_w) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$S_P = h_{SPv} * \gamma_w * L + 1/2 * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_w * l = 845 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$\text{Con } \varphi_R = 24^\circ \quad c = 15 \text{ kPa} \quad \text{e } \gamma_R = 1,15$$

$$F_{RES} = (P_{RS(pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{RS(att)} + P_{WSm} + S_P * \text{tg } \varphi_R - P_{WSv} = 962 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_{RES} / F_{AG} = 1,63 > 1 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

*Eccezionale massima piena:*

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = 1/2 * \gamma_w * (h_{Wm} + H_{Wm})^2 - 1/2 * \gamma_w * H_{Wm}^2 = 786,5 \text{ kN/m}$$

con  $h_{Wm} = 11 \text{ m}$  e  $H_{Wm} = 1,65 \text{ m}$  (altezza d' acqua sopra la soglia)

$$P_{WSv} = 1/2 * \gamma_w * (h_{Wv} + H_{Wv})^2 - 1/2 * \gamma_w * H_{Wv}^2 = 208 \text{ kN/m}$$

con  $h_{Wv} = 4 \text{ m}$  e  $H_{Wv} = 3,2 \text{ m}$  (altezza d' acqua sopra la vasca di dissipazione)

$$P_{RS(att)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_w) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS(pass)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_w) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$S_P = h_{SPv} * \gamma_w * L + 1/2 * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_w * l = 1361,7 \text{ kN/m}$$

$$P_W = 225 \text{ kN/m} \quad \text{con } V_W = 22,5 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$\text{Con } \varphi_R = 24^\circ \quad c = 15 \text{ kPa} \quad \text{e } \gamma_R = 1,15$$

$$F_{RES} = (P_{RS(pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{RS(att)} + P_{WSm} + (S_P - P_W) \text{tg } \varphi_R - P_{WSv} = 1145 \text{ kN/m}$$

➤  $F_{RES} / F_{AG} = 1,37 > 1$  (verifica soddisfatta)

### 6.6.3. Verifiche in condizioni sismiche

La norma permette l'utilizzo del metodo pseudostatico per le analisi sismiche. Tale metodo prevede l'applicazione in aggiunta agli altri carichi già presenti, delle forze prodotte dal sisma, rappresentate da carichi statici equivalenti e la sovrappressione dinamica.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$ : 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.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Il periodo di riferimento  $V_R$ , è definito in funzione della vita nominale  $V_N$  e del coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N * C_U$$

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che contiene i valori della vita nominale in funzione del tipo di opera, come definiti nelle N.T.C.:

TIPI DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE (anni)
Opere provvisorie	$\leq 10$
Opere ordinarie, infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute	$\geq 50$
Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni	$\geq 100$

Tabella 8 - Valori della vita nominale

Per quanto riguarda il coefficiente d'uso, la normativa prevede che le dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso, ricadano all'interno della categoria d'uso III con coefficiente pari a 1,5.

Quindi il periodo di riferimento risulta essere:  $V_R = 150$  anni.

Conseguentemente il periodo di ritorno dell'azione sismica, nella condizione di stato limite di collasso (SLC), risulta pari a 2475 anni.

Per cui, una volta individuato il periodo di ritorno dell'azione sismica e le coordinate geografiche del sito oggetto dello studio, attraverso l'allegato B delle NTC si sono determinati i valori dei parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche:

$$a_g = 0,228$$

$$F_0 = 2,542$$

$$T_c^* = 0,315$$

Dato che la norma non specifica come determinare il valore del coefficiente sismico per le dighe, in base ai parametri di cui sopra, si è ritenuto dapprima di valutare i risultati di una assimilazione dell'opera ad un muro di sostegno (paragrafo 6.6.3.1), per il quale tale determinazione è possibile, poi di valutare il livello di sicurezza della stabilità dell'opera, tramite l'individuazione per tentativi del coefficiente sismico limite per cui le verifiche sono soddisfatte (paragrafo 6.6.3.2).

### **6.6.3.1 Verifica con assimilazione a muro di sostegno**

Prendendo in considerazione la seguente combinazione delle azioni:

*Sismica SLU*: livello d'acqua pari a 28,5 (massimo livello di regolazione) e con le azioni sismiche. I coefficienti delle azioni sono posti pari ad uno, mentre sono considerati i coefficienti di riduzione delle resistenze dei materiali (M2) e delle resistenze globali (R2) definiti nel par. 6.6.1.,

si ha:

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = \frac{1}{2} * \gamma_W * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = \frac{1}{2} * \gamma_W * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$P_{RS (att)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS (pass)} = \frac{1}{2} * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$S_p = h_{SPv} * \gamma_W * L + \frac{1}{2} * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_W * l = 845 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$F_W = P_{WD} * h_{Wm} = E_{wd} h_{Wm} = 7/12 * K_h * \gamma_w * h_{Wm}^2 = 7/12 * 0,134 * 10 * 11^2 = 95 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 10,18 \text{ kN/m}$$

- $P_{PDh} = k_h * P_{PS}$
- $P_{PDv} = k_v * \psi * P_{PDh}$

dove

- $k_h = \beta_m a_{max}/g$  (coefficiente sismico orizzontale)
- $k_v = 0,5 k_h$  (coefficiente sismico verticale)

con l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito:

$$a_{max} = S_S * S_T * a_g$$

$a_g = 0.228$  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido)

$S_S = 1.354$  (amplificazione stratigrafica)

$S_T = 1.4$  (amplificazione topografica)

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 9 - Coefficienti di riduzione dell' accelerazione massima attesa al sito

$$\beta_m = 0.31$$

- $k_h = 0.134$
- $k_v = 0,067$

$$P_{PDh} = k_h * P_{PS} = 271,4 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = k_v * \psi * P_{PDh} = 5,5 \text{ kN/m} \text{ con } \psi = 0,3$$

Per soddisfare i requisiti di sicurezza allo scorrimento lungo la superficie di fondazione, il rapporto tra la somma delle forze resistenti e la somma delle forze agenti deve risultare maggiore di 1:

Con  $\varphi_R = 24^\circ$   $c = 15 \text{ kPa}$  e  $\gamma_R = 1,15$

$$F_{RES} = (P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1341 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_{RES} / F_{AG} = 1,17 > 1 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

### 6.6.3.2 Individuazione del coefficiente sismico limite

Combinazione C:

$$P_{PS} = 2.025 \text{ kN/m}$$

$$P_{WSm} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wm}^2 = 605 \text{ kN/m}$$

$$\text{con } h_{Wm} = 11 \text{ m}$$

$$P_{WSv} = 1/2 * \gamma_W * h_{Wv}^2 = 80 \text{ kN/m}$$

$$\text{con } h_{Wv} = 4 \text{ m}$$

$$P_{RS(Att)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_a * h_{Satt}^2 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$P_{RS(Pass)} = 1/2 * (\gamma_R - \gamma_W) * k_p * h_{Spass}^2 = 297,7 \text{ kN/m}$$

$$S_p = h_{SPv} * \gamma_W * L + 1/2 * (h_{SPm} - h_{SPv}) * \gamma_W * l = 845 \text{ kN/m}$$

$$T_R = 360 \text{ kN/m}$$

$$P_{WDmax} = a_g * p * c_{max} * h_{Wm} = 0,228g * 1 * 0,74 * 11 = 18.20 \text{ kN/m}^2 \quad P_{WDmin} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{con } p = \gamma_W / g$$

$$F_W = f(P_{WD}) = 146 \text{ kN/m}$$

$$P_{RD} = 10,18 \text{ kN/m}$$

Dal momento che il coefficiente sismico per le dighe non è stato ancora normato, procediamo per tentativi, aumentando di volta in volta il valore di tale fattore:

- **per C = 0,1**

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 202,5 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * \psi * P_{PDh} = 40,5 \text{ kN/m} \quad \text{con } \psi = 0,3$$

$$\text{Con } \varphi_R = 24^\circ \quad c = 15 \text{ kPa} \quad \text{e } \gamma_R = 1,15$$

$$F_{RES} = (P_{RS(Pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS(Att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_p + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1334,1 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_{RES} / F_{AG} = 1,18 > 1 \quad (\text{verifica soddisfatta})$$

• **per C = 0,15**

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 303,8 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * \psi * P_{PDh} = 45,6 \text{ kN/m con } \psi = 0,3$$

$$\text{Con } \varphi_R = 24^\circ \text{ c} = 15 \text{ kPa e } \gamma_R = 1,15$$

$$F_{RES} = (P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1442,2 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_{RES} / F_{AG} = 1,09 > 1 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

• **per C = 0,2**

$$P_{PDh} = C * P_{PS} = 405 \text{ kN/m}$$

$$P_{PDv} = 0,5 * \psi * P_{PDh} = 60,75 \text{ kN/m con } \psi = 0,3$$

$$\text{Con } \varphi_R = 24^\circ \text{ c} = 15 \text{ kPa e } \gamma_R = 1,15$$

$$F_{RES} = (P_{RS (pass)} + T_R + P_{PS} * \text{tg } \varphi_R + c * L) / \gamma_R = 1571 \text{ kN/m}$$

$$F_{AG} = P_{WSm} - P_{WSv} + P_{RS (att)} + P_{PDh} + F_W + P_{RD} + (S_P + P_{PDv}) * \text{tg } \varphi_R = 1550,2 \text{ kN/m}$$

$$\triangleright F_{RES} / F_{AG} = 1,01 \approx 1$$

Si riassumono nella seguente tabella i risultati delle verifiche a scorrimento effettuate in questo paragrafo:

	FONDAMENTALE ESERCIZIO NORMALE	ECCEZIONALE MASSIMA PIENA	SISMICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI		
			C = 0,1	C = 0,15	C = 0,2
$F_{RES}$ (KN/m)	1571	1571	1571	1571	1571
$F_{AG}$ (KN/m)	962	1145	1334,1	1442,2	1550,2
$F_{RES} / F_{AG} (> 1,2)$	1,63	1,37	1,18	1,09	1,00

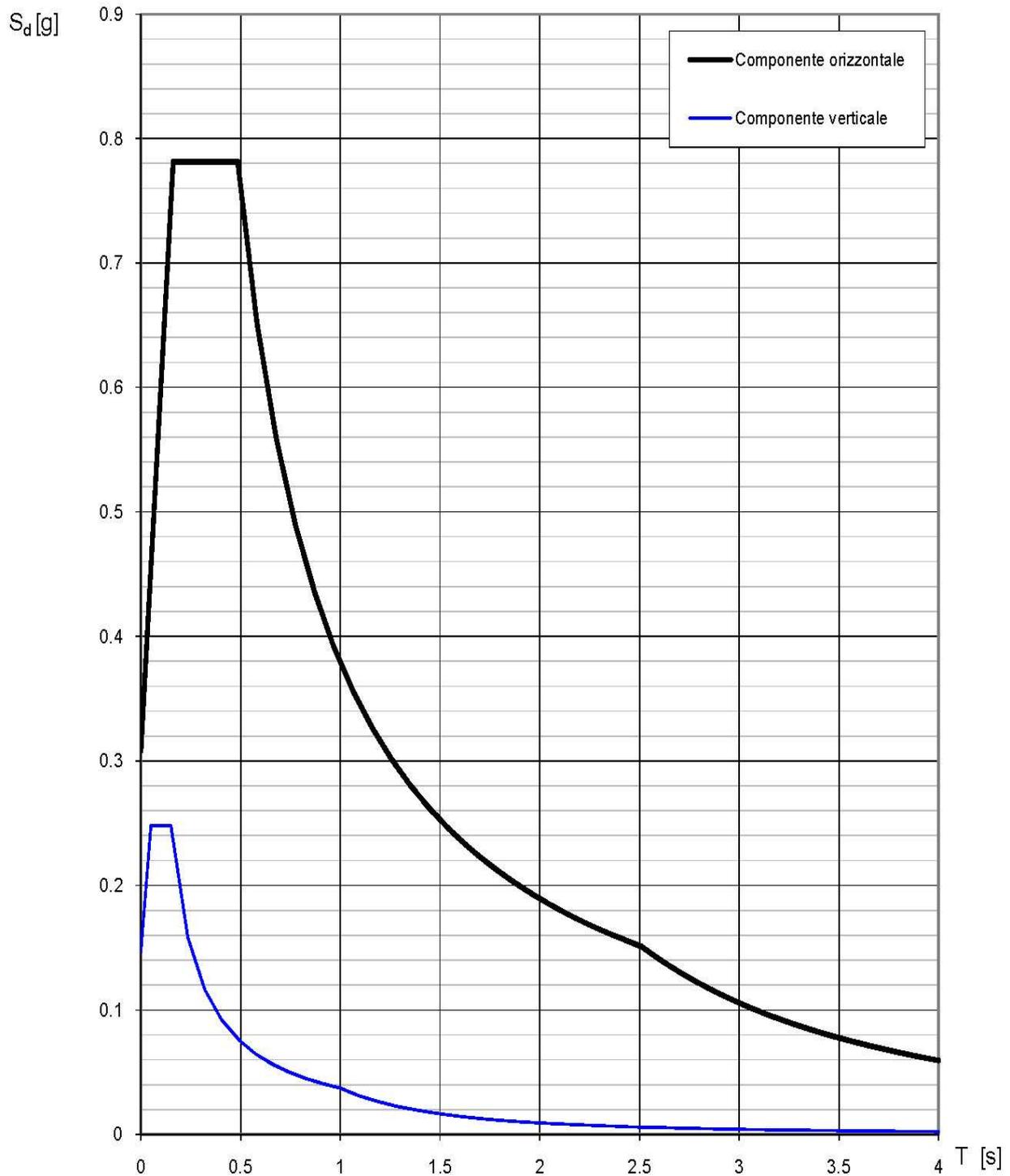
Tabella 10

Pertanto il coefficiente sismico limite, cioè quello per cui le forze agenti sono equivalenti a quelle resistenti, è pari a 0,2.

Tale coefficiente sismico limite corrisponde ad una scalatura dello spettro di risposta calcolato secondo il DM 24-01-08 di circa il 75%. Infatti, prendendo in considerazione l'accelerazione al suolo e definite le categorie di sottosuolo e le condizioni topografiche (il

sito in esame appartiene alla categoria di sottosuolo C e da un punto di vista topografico alla categoria T1), si ha il seguente spettro di progetto:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0.228 g
$F_o$	2.536
$T_c^*$	0.315 s
$S_s$	1.354
$C_c$	1.537
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.354
$\eta$	1.000
$T_B$	0.162 s
$T_C$	0.485 s
$T_D$	2.510 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.308
$T_B$ ←	0.162	0.781
$T_C$ ←	0.485	0.781
	0.581	0.652
	0.678	0.559
	0.774	0.489
	0.871	0.435
	0.967	0.392
	1.063	0.356
	1.160	0.326
	1.256	0.301
	1.353	0.280
	1.449	0.261
	1.546	0.245
	1.642	0.231
	1.739	0.218
	1.835	0.206
	1.932	0.196
	2.028	0.187
	2.125	0.178
	2.221	0.171
	2.318	0.163
	2.414	0.157
$T_D$ ←	2.510	0.151
	2.581	0.143
	2.652	0.135
	2.723	0.128
	2.794	0.122
	2.865	0.116
	2.936	0.110
	3.007	0.105
	3.078	0.100
	3.149	0.096
	3.220	0.092
	3.291	0.088
	3.362	0.084
	3.433	0.081
	3.503	0.077
	3.574	0.074
	3.645	0.072
	3.716	0.069
	3.787	0.066
	3.858	0.064
	3.929	0.062
	4.000	0.059

Facendo un'analisi modale, mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti (Sap2000), si calcola il periodo di vibrazione (T) proprio della struttura, mediante la relazione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0,36$$

che tiene conto delle masse (M) e della geometria della struttura (K = rigidezza). Entrando nello spettro su riportato con il valore calcolato di periodo di vibrazione si ricava un valore di  $S_g$  pari a circa 0,79, da cui  $0,79/0,2=4$ .

## 6.7. Conclusioni

Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche svolte nei paragrafi precedenti

### Condizioni non sismiche

Norma di riferimento	Modello di calcolo	Combinazione di azioni	Coefficiente di intensità sismica C	Condizione $F_h/F_v$	Condizione $F_{RES}/F_{AG}$
DM 14/3/82	Secondo norma	Combinazione B	0	0,07	/
DM 24/1/08	Secondo norma	Fondamentale esercizio normale	0	/	1,63
		Eccezionale massima piena	0	/	1,37

### Condizioni sismiche

Norma di riferimento	Modello di calcolo	Combinazione di azioni	Coefficiente di intensità sismica C	Condizione $F_h/F_v$	Condizione $F_{RES}/F_{AG}$
DM 14/3/82	Secondo norma	Combinazione A	0,04	0,07	/
		Combinazione C	0,04	0,1	1,59
	Analisi sensitività su modello norma	Combinazione C	0,07	0,26	1,42
		Combinazione C	0,1	0,46	1,29
DM 24/1/08	Secondo norma per muri di sostegno	Stato Limite Ultimo	0,134	/	1,17
	Analisi sensitività su modello norma	Stato Limite Ultimo	0,1	/	1,18
		Stato Limite Ultimo	0,15	/	1,09
		Stato Limite Ultimo	0,20	/	1,00

Da quanto sopra risulta evidente che in condizioni non sismiche i margini sui valori limite ammessi sono di indubbia confidenza.

Per quanto riguarda le condizioni sismiche possiamo trarre le seguenti osservazioni:

- A norma del vigente DM14/3/82, e quindi con azione sismica secondo la categoria sismica III, le verifiche sono soddisfatte con elevati margini di sicurezza per entrambe le combinazioni di carico considerate e per entrambe le condizioni poste;
- L'analisi di sensitività sul modello del DM14/3/82 ottenuta incrementando il coefficiente sismico fino alla I categoria (accelerazione sismica orizzontale agente sull'opera pari a 0,1g) per la più gravosa combinazione dei carichi (C), evidenzia una tolleranza residua del 38% su una condizione e 29% sull'altra;
- Il modello di assimilazione a muro di sostegno, con una accelerazione sismica agente sull'opera pari a 0,134g, restituisce, per la più gravosa combinazione di eventi, una confidenza sui limiti ammessi del 17%;
- **L'analisi di sensitività sul modello del DM24/1/08 evidenzia come i valori limite ammessi vengono raggiunti, per la più gravosa combinazione di eventi, con accelerazioni sismiche agenti sull'opera dell'ordine di ben 0,2g, rispetto ad una accelerazione al suolo di 0,228g, quindi con un' accelerazione sismica pari all' 88% di quella al suolo.**

Da tutto quanto sopra si ritiene che l'opera sia dimensionata con un adeguato livello di sicurezza.

## **7. VERIFICHE DI RESISTENZA**

### **7.1. Generalità**

Le tensioni risultanti sono state calcolate in termini di tensioni totali tramite l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

Le verifiche di resistenza sono state effettuate tenendo conto delle ipotesi specificate nel capitolo 6 e delle azioni mostrate nel capitolo 7.

### **7.2. Analisi dei carichi**

#### **P<sub>PS</sub> - azioni dovute al peso proprio**

Tali azioni sono calcolate automaticamente dal programma di calcolo ( $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ ).

#### **P<sub>WS</sub> - azioni dovute alle pressioni idrostatiche**

Tali azioni sono state calcolate secondo la seguente relazione ( $h_w = 11,00 \text{ m}$ ):

$$P_{w,s} = \gamma_w \times (h_w - z) = 9,81 \times (11,00 - z)$$

#### **P<sub>RS</sub> - azioni dovute alla spinta del terreno**

Tali azioni sono state calcolate secondo la seguente relazione ( $h_r = 6,00 \text{ m}$ ):

$$P_{rs} = \gamma_r \times K_a \times (h_r - z) = 18,00 \times 0,421 \times (6,00 - z)$$

#### **P<sub>PD</sub> - azioni sismiche inerziali orizzontali della massa strutturale**

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. È stata quindi adottata, per lo spettro di risposta in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times I = 0,0728 \times R \times g$$

Lo spettro di risposta assume la forma illustrata in figura 5.

Gli effetti riferiti a tale spettro sono stati combinati mediante la regola CQC (Combinazione Quadratica Completa).

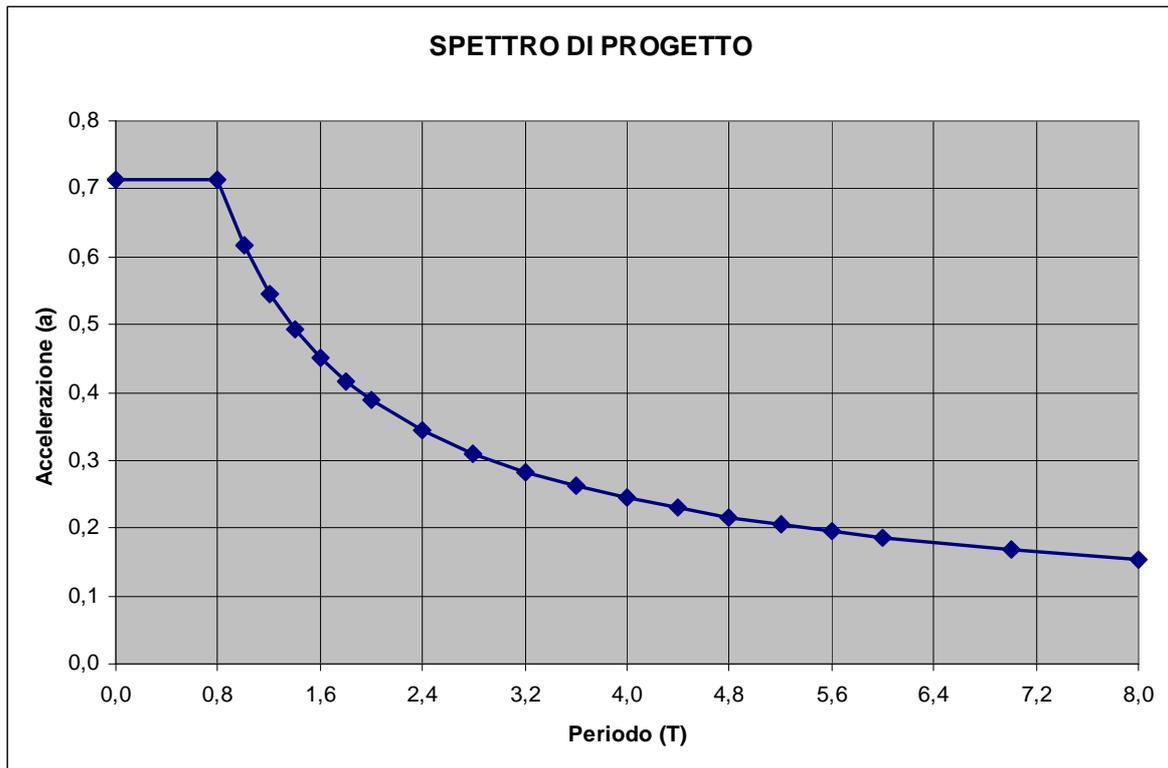


Figura 5 - Spettro di Progetto adottato nell'analisi dinamica

### **P<sub>WD</sub> - azioni sismiche dovute all'incremento dinamico della spinta dell'acqua**

Le azioni sismiche dovute all'incremento dinamico della spinta dell'acqua sono ricavate dalla seguente relazione:

$$P_{WD} = C \times \gamma_w \times c \times y_0$$

con la quota di massimo invaso pari a  $y_0 = 11,00 \text{ m}$ .

Nell'immagine 6 viene rappresentata la variazione della pressione dell'acqua in caso di sisma in funzione della'altezza  $y$ .

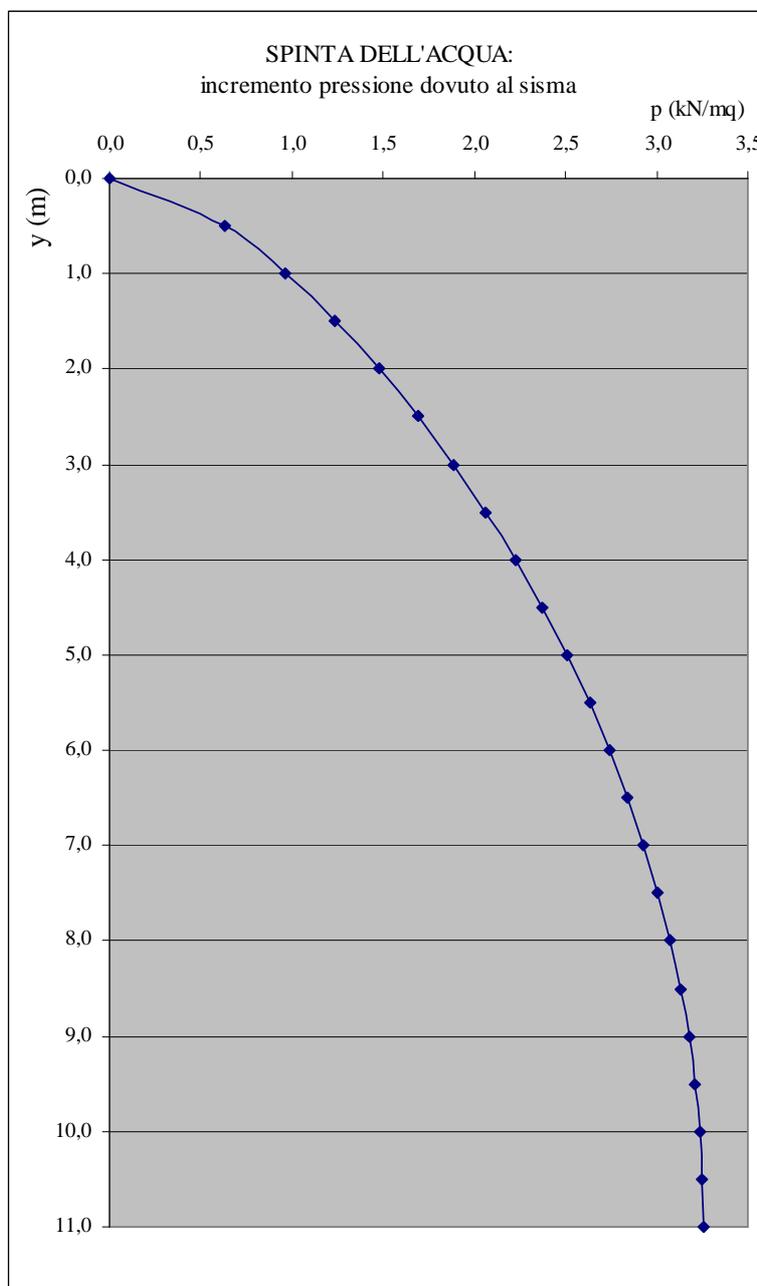


Figura 6 - Spettro di Progetto adottato nell'analisi dinamica

### **P<sub>RD</sub> - azioni sismiche dovute all'incremento della spinta del terreno**

Le azioni sismiche dovute all'incremento della spinta del terreno sono state calcolate secondo la seguente relazione ( $h_R = 6,00 \text{ m}$ ):

$$P_{RD} = \gamma_R \times \Delta K_{AE} \times (h_R - z) = 18,00 \times 0,081 \times (6,00 - z)$$

### 7.3. Modello di calcolo

Con il programma di calcolo F.E.M. SAP2000 è stato modellata la sezione tipo mostrata in figura 9.3.a, utilizzando elementi bidimensionali di tipo “shell”.

L’influenza del terreno è stata presa in conto ipotizzando un comportamento elastico lineare alla Winkler, pertanto i nodi degli elementi “shell” sono stati vincolati tramite appoggi cedevoli (rappresentati da molle elastiche alla Winkler con coefficiente di sottofondo K) per riprodurre la presenza del terreno.

Il coefficiente di sottofondo K, funzione del modulo elastico del terreno E, è stato valutato tramite la seguente relazione:

$$K = \frac{E}{B * (1 - \nu^2)} = 1940 \text{ kN} / \text{m}^3$$

dove:

- |                |                             |
|----------------|-----------------------------|
| a. E = 30 MPa  | modulo elastico del terreno |
| b. B = 16,50 m | larghezza della fondazione  |
| c. V = 0,25    | coefficiente di Poisson     |

Nei successivi calcoli pertanto si è assunto un coefficiente di sottofondo K pari a 1940 kN/m<sup>3</sup>.

Nella figura seguente è indicato una vista 3D del modello di calcolo (fig. 7).

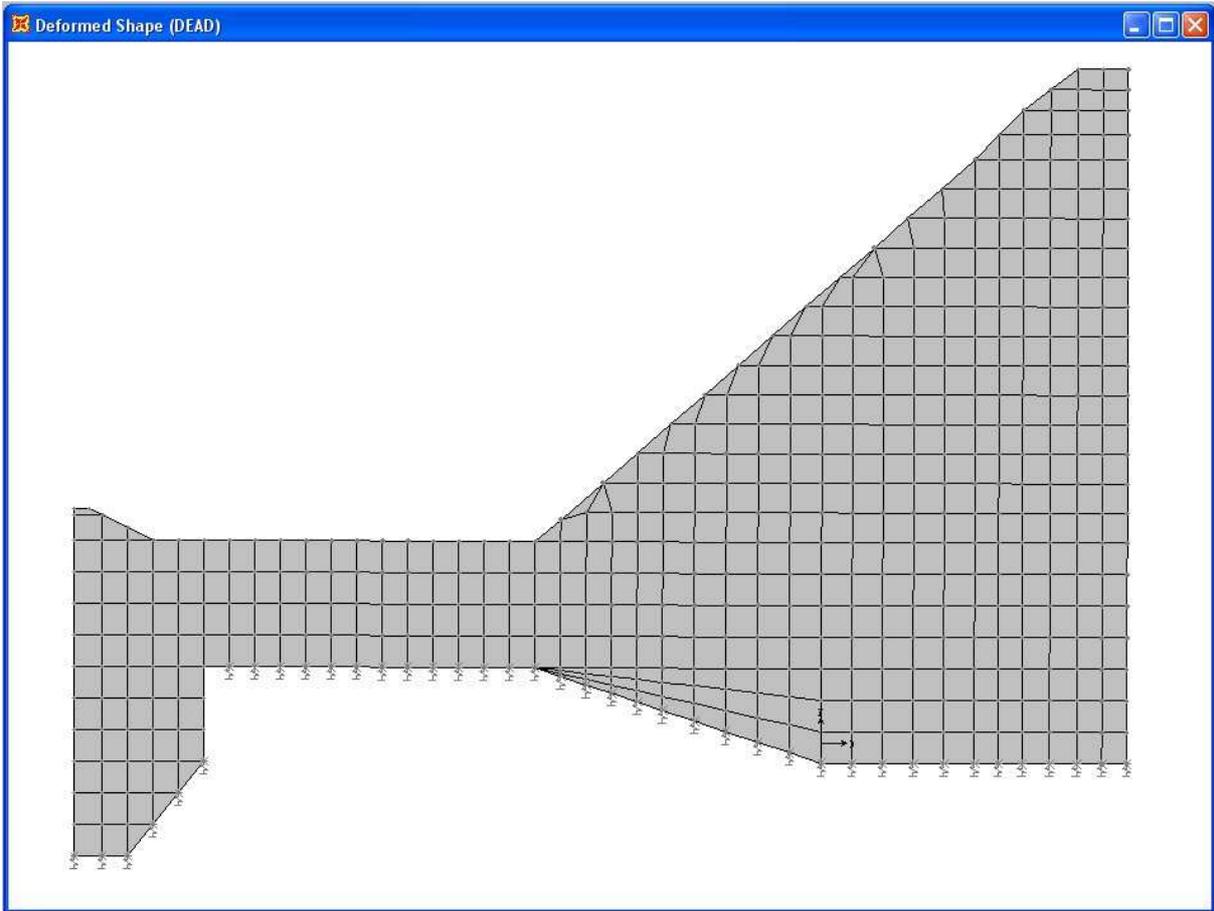


Figura 7 - SEZIONE TIPO – Vista 3D del modello

## 7.4. Analisi dei risultati

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo le seguenti combinazioni di carico:

- a. serbatoio vuoto, con e senza sisma;
- b. serbatoio pieno, con e senza sisma.

La normativa impone che devono essere verificate i seguenti massimi stati tensionali:

- a. tensioni principali di compressione non superiori al carico di sicurezza del calcestruzzo impiegato nella realizzazione dell'opera e così determinato:

$$\sigma_{comp(Rck,30)} = 6 + \frac{R_{ck,30} - 15}{4} = 6 + \frac{30 - 15}{4} = 9,75 \text{ N/mm}^2 = 9750 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{comp(Rck,20)} = 6 + \frac{R_{ck,20} - 15}{4} = 6 + \frac{20 - 15}{4} = 7,25 \text{ N/mm}^2 = 7250 \text{ kN/m}^2$$

- b. tensioni principali di trazione non superiori a:

$$\sigma_{traz} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Nelle immagini successive sono rappresentate le schermate di calcolo con valori degli stati tensionali S11 e S22 per le condizioni più gravose tra le diverse combinazioni di carico.

Si precisa che la convenzione dei segni, per le tensioni di trazione e di compressione è la seguente:

- valore negativo = tensioni di compressione;
- valore positivo = tensioni di trazione.

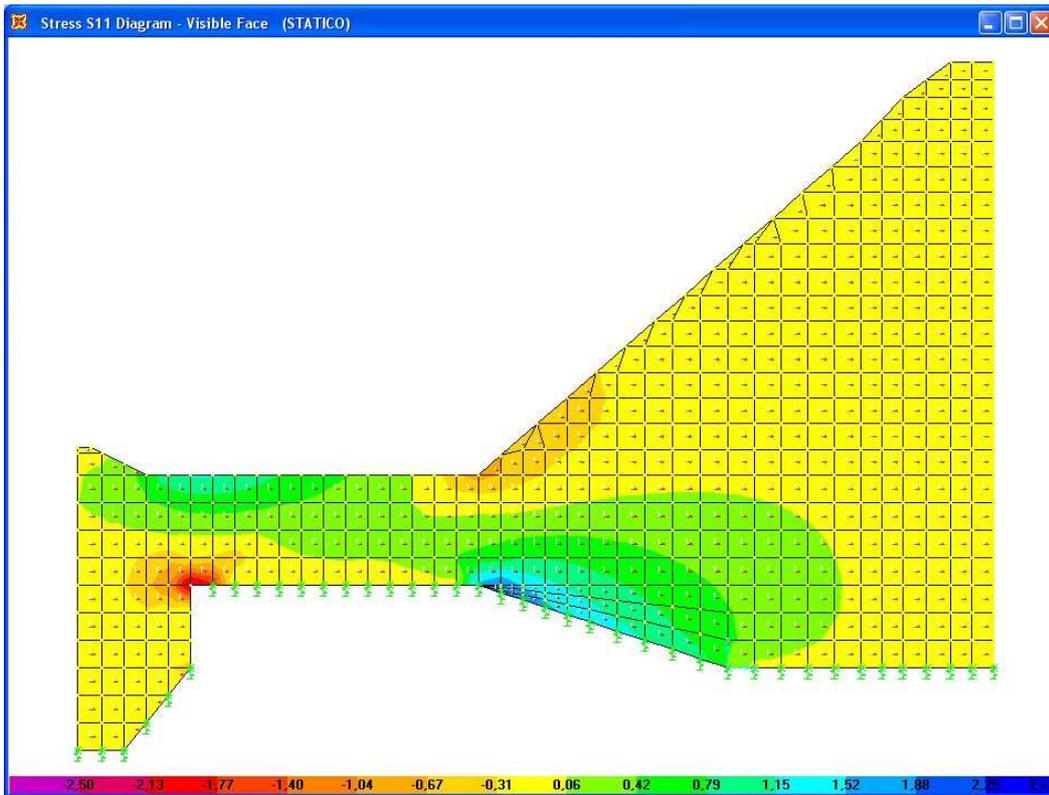


Figura 8 - SEZIONE TIPO: NO SISMA-serbatoio pieno, tensioni S11 [kN/m2]

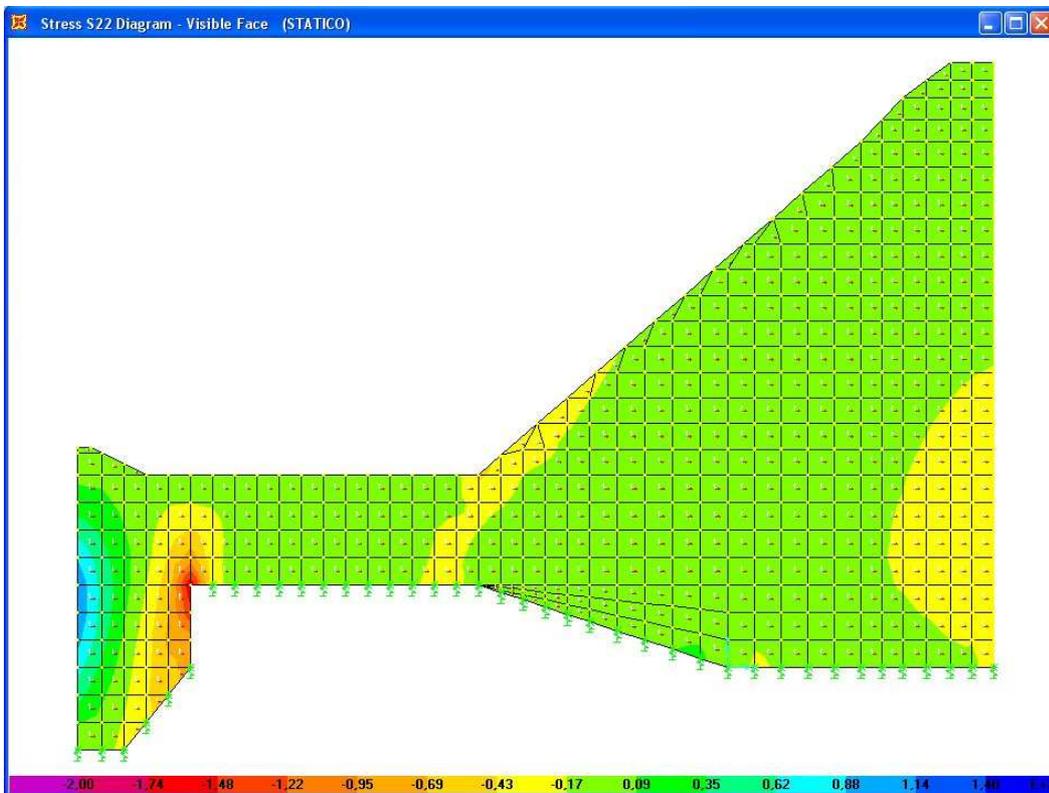


Figura 9 - SEZIONE TIPO: NO SISMA serbatoio pieno, tensioni S22 [kN/m2]

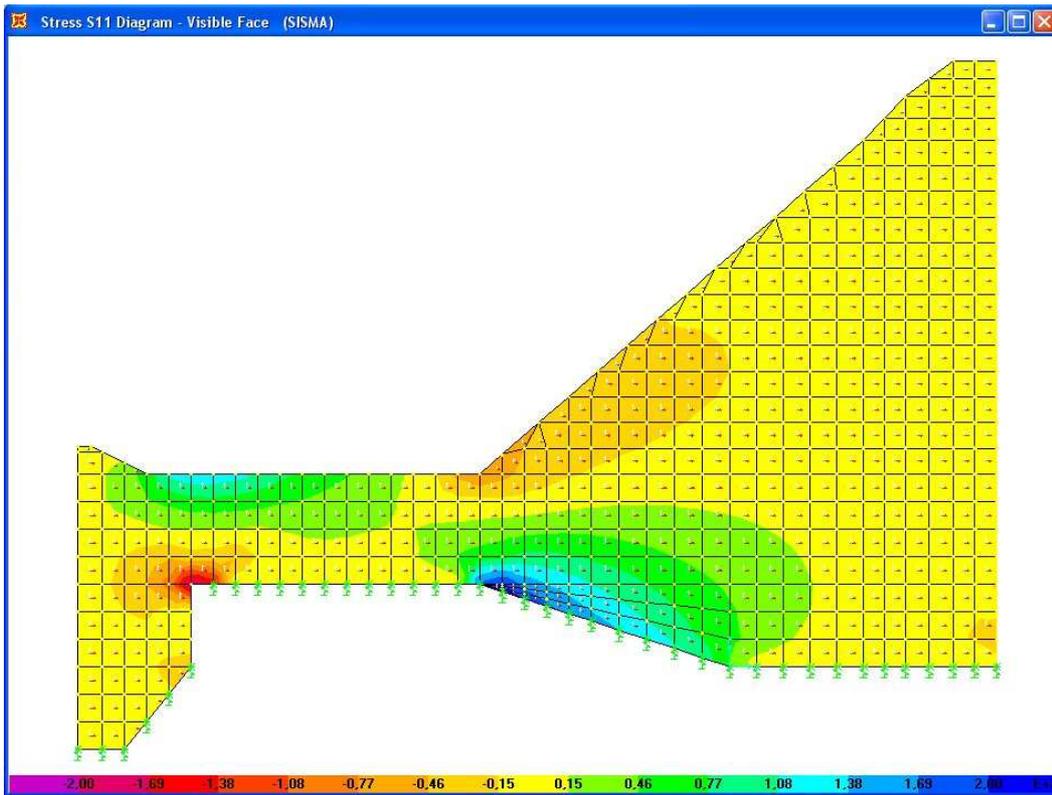


Figura 10 - SEZIONE TIPO: SISMA serbatoio pieno, involucro max. delle tensioni S11 [kN/m2]

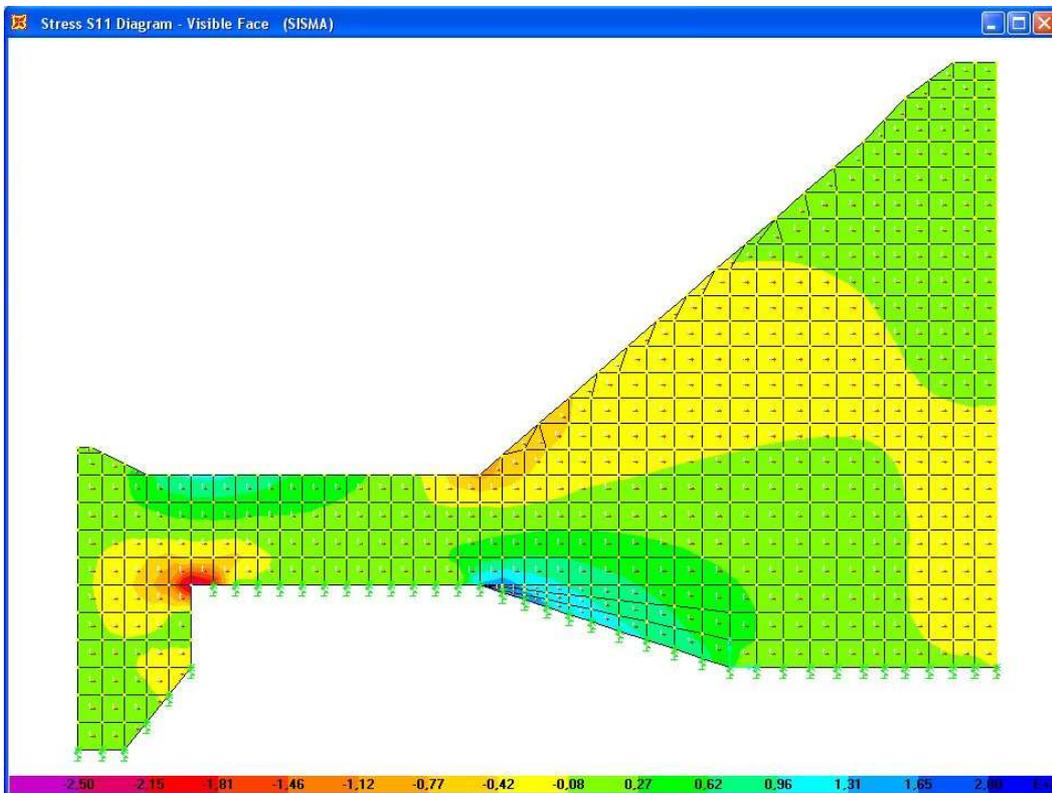


Figura 11 - SEZIONE TIPO: SISMA serbatoio pieno, involucro min. delle tensioni S11 [kN/m2]

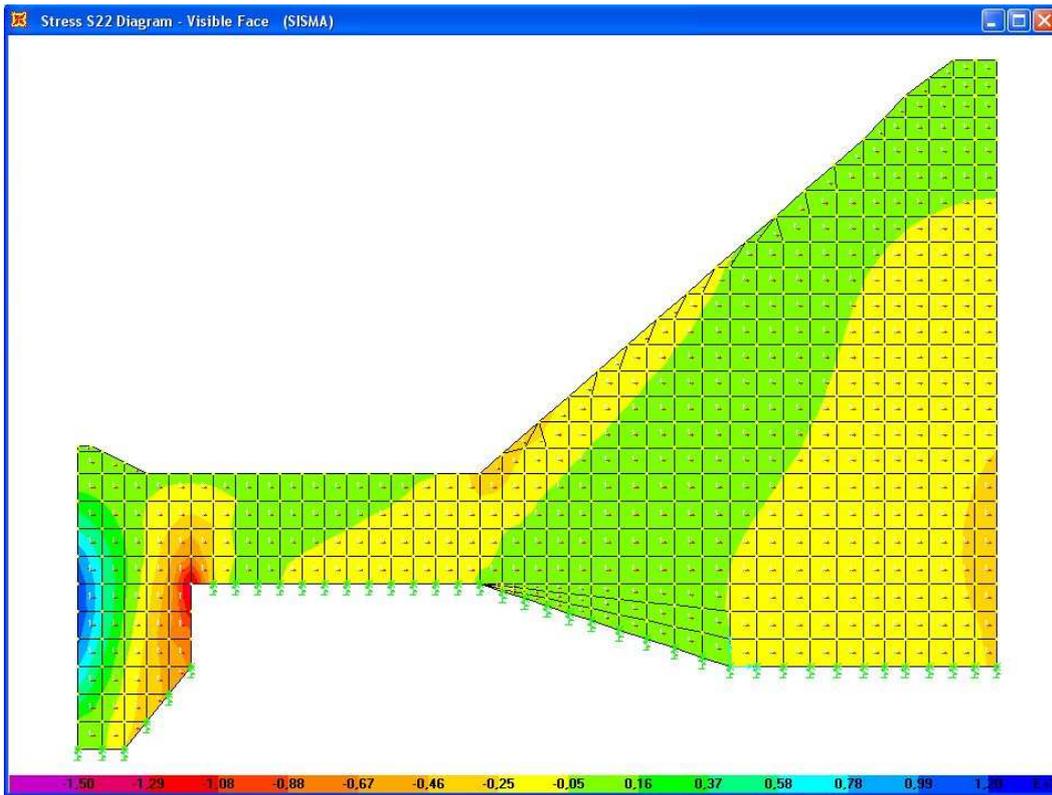


Figura 12 - SEZIONE TIPO: SISMA serbatoio pieno, involucro max. delle tensioni S22 [kN/m<sup>2</sup>]

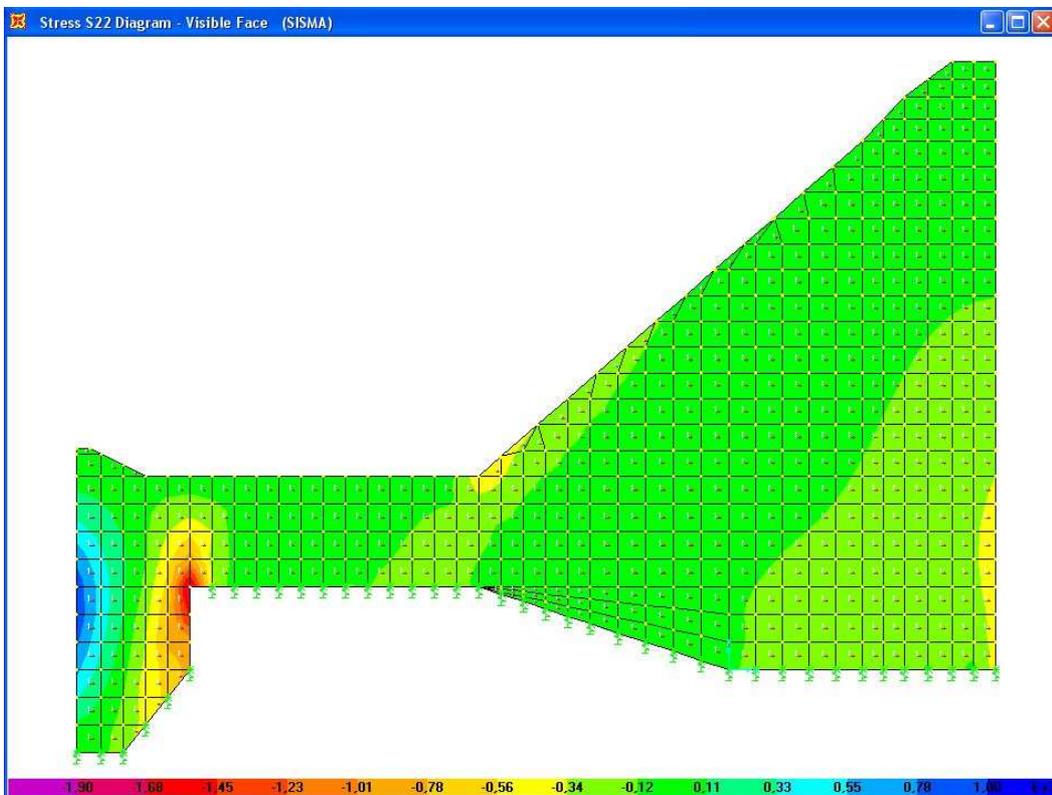


Figura 13 - fig. 9.4.f – SEZIONE TIPO: SISM serbatoio pieno A, involucro min. delle tensioni S22 [kN/m<sup>2</sup>]

Nelle zone dove sono rispettate le seguenti limitazioni tensionali:

$$\sigma_{comp(Rck,20)} = -7250 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 300 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{traz}$$

non occorre prevedere specifica armatura resistente.

In ogni caso, per evitare fenomeni di ritiro legato al normale processo di stagionatura del calcestruzzo, verrà previsto un minimo quantitativo di armatura disposto su tutta la superficie dei conci ( $\Phi 16/30\text{cm}$ ).

Al contrario, nelle zone dove non sono rispettati i limiti tensionali precedentemente esposti viene prevista una specifica armatura derivante dal calcolo.

A tal proposito nelle immagini seguenti sono state evidenziate le zone del conccio dove non sono rispettati i limiti tensionali, in riferimento alle condizioni di carico più gravose, in particolare:

S11 (trazioni orizzontali), condizione di carico in presenza di sisma, involucro massimo (fig. 14);

S22 (trazioni verticali), condizione di carico in presenza di sisma, involucro massimo (fig. 15).

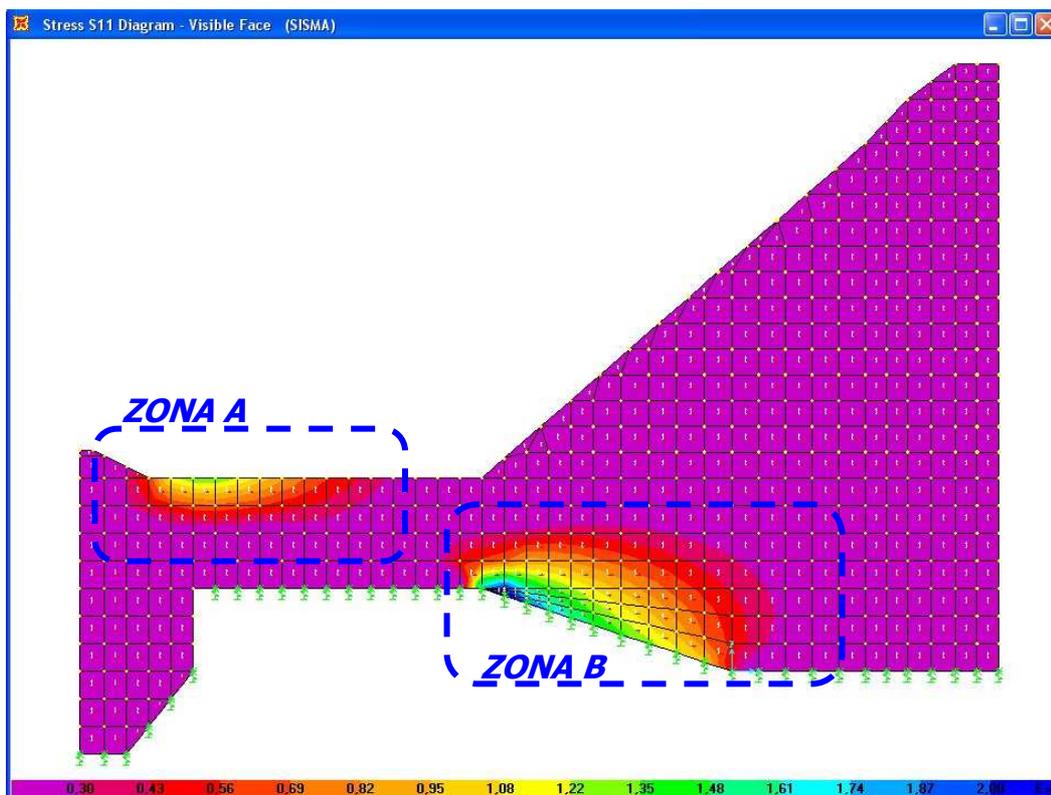


Figura 14 - SEZIONE TIPO: SISMA, involucro max. delle tensioni S11 [kN/m<sup>2</sup>] – solo traz. >300 kN/m<sup>2</sup>

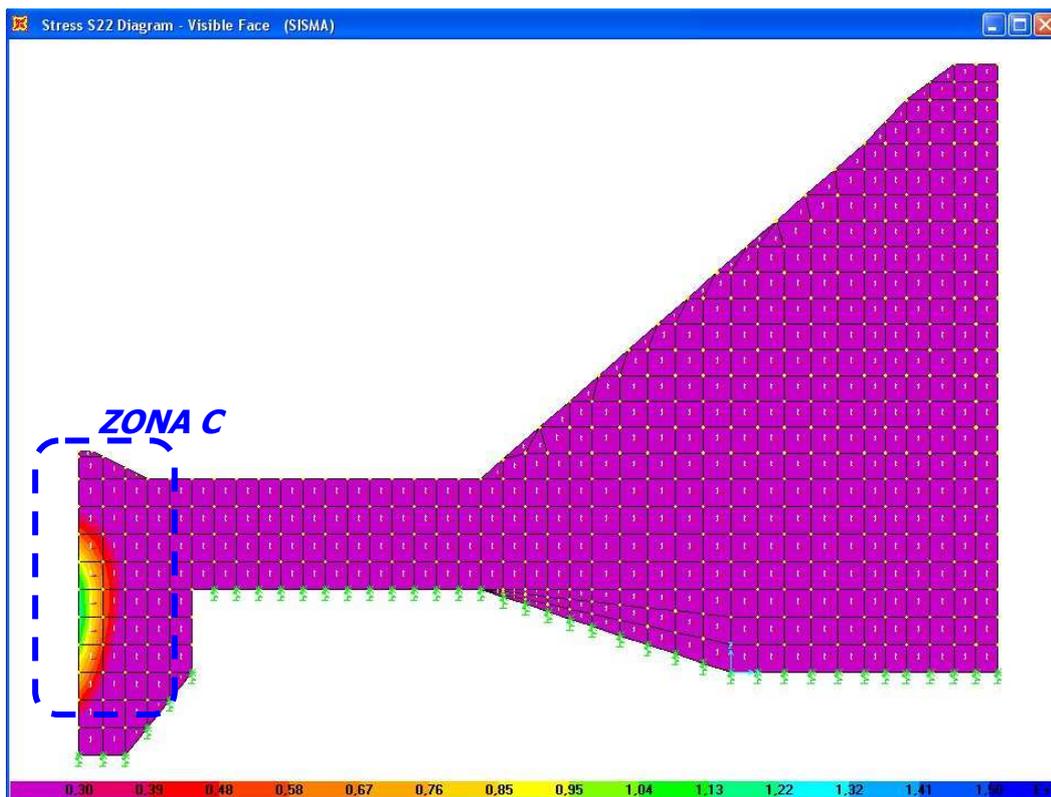
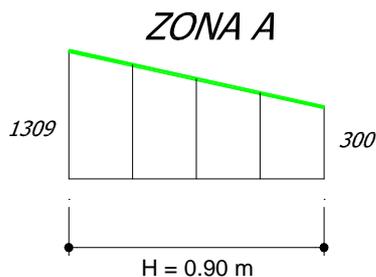
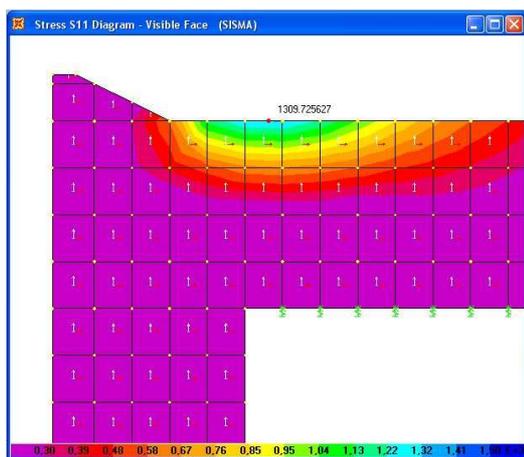


Figura 15 - SEZIONE TIPO: SISMA, involucro max. delle tensioni S22 [kN/m<sup>2</sup>] – solo traz. >300 kN/m<sup>2</sup>

Sono state individuate 3 zone di verifica.

ZONA A



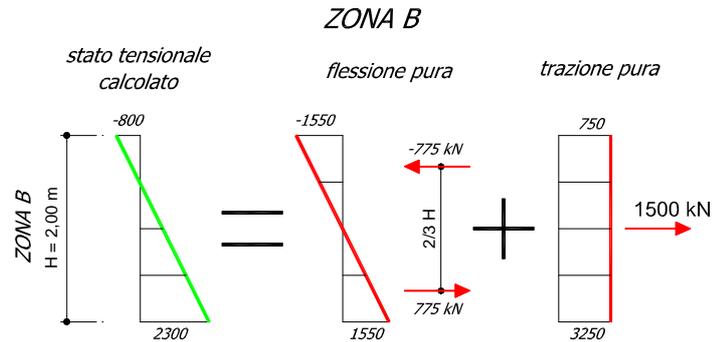
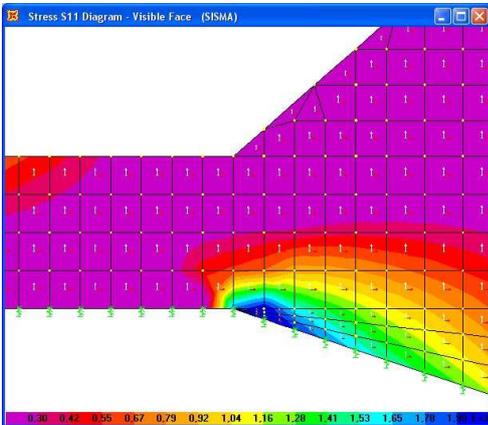
Lo sforzo di trazione è pari a:

$$T_{ZONA A} = \frac{(1309 + 300) \times 0,90}{2} = 724 \text{ kN}$$

Tale sforzo viene assorbito da 10Φ22 al metro, per cui risulta:

$$T_{ZONA A} = 724 \text{ kN} < 969 \text{ kN} = T_{10\Phi 22/m}$$

ZONA B



Lo sforzo di tenso-flessione è pari a:

$$T_{ZONA B} = 750 \times H = 1500 \text{ kN}$$

$$M_{ZONA B} = 775 \times \frac{2}{3} H = 1033 \text{ kN}$$

(-) tensione di compressione, (+) tensione di trazione

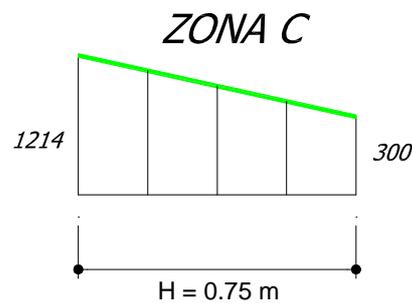
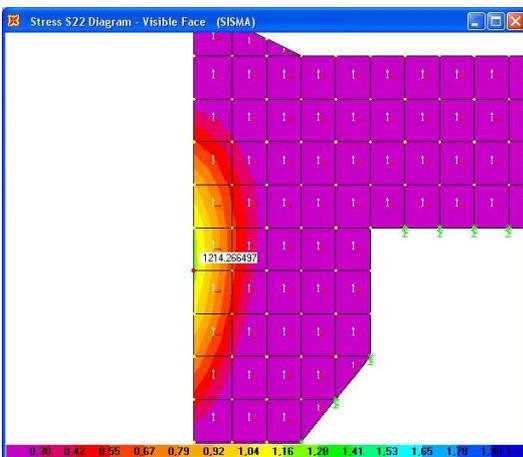
Nella zona B è previsto il seguente quantitativo di armatura:

- 10Φ22 al metro nella parte superiore del concio;
- 10Φ30 al metro nella parte inferiore del concio.

In definitiva risulta:

	calcolo	resistente	
$T_{ZONA B}$	1500	1967	kN
$M_{ZONA B}$	1033	1354	kN/m

ZONA C



Lo sforzo di trazione è pari a:

$$T_{ZONA C} = \frac{(1214 + 300) \times 0,75}{2} = 568 \text{ kN}$$

Tale sforzo viene assorbito da 10Φ22 al metro, per cui risulta:

$$T_{ZONA C} = 568 \text{ kN} < 969 \text{ kN} = T_{10\Phi22/m}$$

## 7.5. Analisi dei cedimenti

La variazione dello stato tensionale dei terreni sui quali insistono le strutture idrauliche (sfioratore, dissipatore, ecc.) indurrà un cedimento. Tale cedimento è stato valutato a partire dalle espressioni delle tensioni indotte nel terreno.

A tal fine è stata utilizzata la teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo (Poulos e Davis, 1974) attraverso la quale è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per un previsto schema di carico, il valore delle corrispondenti tensioni indotte. Nel caso specifico, data la natura delle strutture e le loro dimensioni geometriche, sono state utilizzate le espressioni per un corpo di carico rettangolare.

Per tale modello le espressioni delle tensioni indotte sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] + \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3} \cdot \left( \frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] - \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3 \cdot R_1^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \cdot \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{z \cdot R_3} \right] - \left[ \frac{\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot z}{R_3 \cdot R_2^2} \right] \right\}$$

$$R_1 = \left[ \left(\frac{L}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

$$R_2 = \left[ \left(\frac{B}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

$$R_3 = \left[ \left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2 + z^2 \right]^{0.5}$$

Dove L e B sono le dimensioni dell'impronta della fondazione.

Ricavati a ogni profondità z il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$  è possibile ricavare il corrispondente valore del cedimento  $\varepsilon_z$  attraverso la seguente espressione:

$$\varepsilon_z = \frac{[\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_y - \Delta\sigma_x)]}{E}$$

Dove E e  $\nu$  sono rispettivamente il modulo di deformabilità ed il coefficiente di Poisson.

Suddividendo il terreno al di sotto della fondazione in strati di spessore  $\Delta z_i$  è possibile valutare il valore del cedimento dello strato i-esimo attraverso l'espressione:

$$\delta_{z_i} = \frac{[\Delta\sigma_{z_i} - \nu(\Delta\sigma_{y_i} + \Delta\sigma_{x_i})]}{E_i}$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi a:

$$\delta z_j = \sum \delta z_i = \sum_i \frac{[\Delta \sigma z_i - \nu(\Delta \sigma y_i + \Delta \sigma x_i)]}{E_i} \cdot \Delta z_i$$

Se il sottosuolo sul quale è collocata la fondazione è costituito da n strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati.

$$\delta_{TOT} = \sum_j \delta_j$$

La stratigrafia di progetto assunta per il calcolo dei cedimenti totali (cedimento immediato e cedimento di consolidazione), in accordo con quanto esposto nei paragrafi precedenti e prevedendo una rimozione dei primi 6 metri di terreno è riportata nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Tali cedimenti sono stati calcolati utilizzando la stima del modulo edometrico, eseguita in base alle indagini in sito con il dilatometro piatto tipo Marchetti.

<b>Strato</b>	<b>Litologia</b>	<b>Spessore</b>	<b>E</b>	<input type="checkbox"/>
		<b>(m)</b>	<b>(MPa)</b>	
1	LIMI MEDIAMENTE CONSISTENTI	5.5	30	0.37
2	ARGILLA CONSISTENTE CON LIVELLI DI SABBIA ADDENSATA	3.5	40	0.35
3	ARGILLA POCO CONSISTENTE	7.0	10	0.36
4	ARGILLA CONSISTENTE CON LIVELLI DI SABBIA ADDENSATA	Fino alle massime profondità d'interesse progettuale	40	0.35

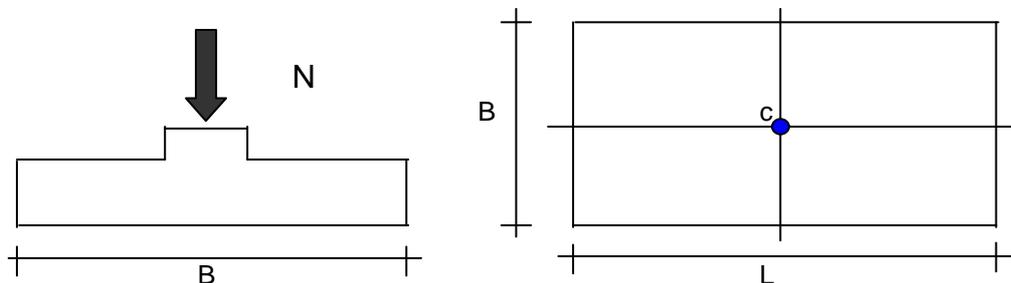
Tabella 11 - Stratigrafia di calcolo

Di seguito si riportano i fogli elettronici utilizzati per stimare i cedimenti del solo sfioratore idraulico in quanto per tutte le altre strutture il carico applicato viene assorbito dallo scarico tensionale eseguito rimuovendo i primi 6.00 m di terreno (Figura 16).

E' possibile osservare come il cedimento totale massimo ottenuto sia dell'ordine dei 2.92 cm. Tale cedimento risulta compatibile con la funzionalità dell'opera anche nel caso in cui esso sia, come è ampiamente prevedibile data la natura prettamente coesiva dei litotipi interessati, essenzialmente di consolidazione.

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**

**LAVORO:**



**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

- B = 25.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
- L = 16.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)
- N = 19381 (kN) (Carico Verticale Agente)
- q = 46.98 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))
- ns = 4 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	LIMI MEDIAMENTE CONSISTENTI	5.50	0.0	5.5	0.4	30000	0.37	0.56
2	ARG. CONS. CON LIV. DI SAB.	3.50	5.5	9.0	0.4	40000	0.35	0.26
3	ARGILLA POCO CONSISTENTE	7.00	9.0	16.0	0.4	10000	0.36	1.57
4	ARG. CONS. CON LIV. DI SAB.	23.00	16.0	39.0	0.4	40000	0.35	0.53
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

Regione Lazio

“Ripristino officiosità del fosso di Pratolungo – 2° lotto – Vasca di accumulo”

Relazione sostitutiva di calcolo di stabilità strutturale – Opera di regolazione

z	$\Delta z_i$	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	$\nu$	$\delta_i$	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.4	1							30000	0.37		
0.40	0.4	1	8.25	12.50	14.98	46.12	44.64	44.99	30000	0.37	0.02	0.02
0.80	0.4	1	8.27	12.51	14.99	44.41	10.00	10.26	30000	0.37	0.05	0.07
1.20	0.4	1	8.31	12.54	15.01	42.79	8.88	9.30	30000	0.37	0.05	0.11
1.60	0.4	1	8.37	12.58	15.04	41.30	7.82	8.39	30000	0.37	0.05	0.16
2.00	0.4	1	8.44	12.63	15.08	39.96	6.83	7.54	30000	0.37	0.05	0.21
2.40	0.4	1	8.54	12.69	15.14	38.76	5.92	6.76	30000	0.37	0.05	0.25
2.80	0.4	1	8.65	12.77	15.20	37.71	5.09	6.05	30000	0.37	0.04	0.30
3.20	0.4	1	8.78	12.85	15.27	36.78	4.35	5.40	30000	0.37	0.04	0.34
3.60	0.4	1	8.92	12.95	15.36	35.95	3.68	4.81	30000	0.37	0.04	0.39
4.00	0.4	1	9.08	13.06	15.45	35.19	3.09	4.28	30000	0.37	0.04	0.43
4.40	0.4	1	9.26	13.19	15.55	34.49	2.57	3.80	30000	0.37	0.04	0.47
4.80	0.4	1	9.45	13.32	15.67	33.83	2.11	3.37	30000	0.37	0.04	0.51
5.20	0.4	1	9.65	13.46	15.79	33.19	1.70	2.98	30000	0.37	0.04	0.56
5.60	0.4	2	9.86	13.62	15.92	32.56	1.35	2.63	40000	0.35	0.03	0.59
6.00	0.4	2	10.08	13.78	16.06	31.94	1.04	2.31	40000	0.35	0.03	0.62
6.40	0.4	2	10.32	13.95	16.21	31.32	0.78	2.03	40000	0.35	0.03	0.65
6.80	0.4	2	10.57	14.14	16.37	30.69	0.54	1.77	40000	0.35	0.03	0.68
7.20	0.4	2	10.82	14.33	16.53	30.06	0.35	1.54	40000	0.35	0.03	0.71
7.60	0.4	2	11.08	14.53	16.71	29.42	0.17	1.34	40000	0.35	0.03	0.74
8.00	0.4	2	11.35	14.73	16.89	28.78	0.03	1.15	40000	0.35	0.03	0.76
8.40	0.4	2	11.63	14.95	17.07	28.13	-0.10	0.98	40000	0.35	0.03	0.79
8.80	0.4	2	11.92	15.17	17.27	27.48	-0.21	0.83	40000	0.35	0.03	0.82
9.20	0.4	3	12.21	15.40	17.47	26.83	-0.30	0.70	10000	0.36	0.11	0.93
9.60	0.4	3	12.51	15.64	17.68	26.18	-0.37	0.57	10000	0.36	0.10	1.03
10.00	0.4	3	12.81	15.88	17.90	25.54	-0.43	0.46	10000	0.36	0.10	1.13
10.40	0.4	3	13.12	16.13	18.12	24.90	-0.49	0.37	10000	0.36	0.10	1.23
10.80	0.4	3	13.43	16.39	18.35	24.26	-0.53	0.28	10000	0.36	0.10	1.33
11.20	0.4	3	13.75	16.65	18.58	23.63	-0.57	0.20	10000	0.36	0.10	1.43
11.60	0.4	3	14.07	16.92	18.82	23.02	-0.60	0.13	10000	0.36	0.09	1.52
12.00	0.4	3	14.40	17.19	19.07	22.41	-0.62	0.07	10000	0.36	0.09	1.61
12.40	0.4	3	14.73	17.47	19.32	21.81	-0.63	0.01	10000	0.36	0.09	1.70
12.80	0.4	3	15.06	17.75	19.57	21.22	-0.65	-0.03	10000	0.36	0.09	1.78
13.20	0.4	3	15.40	18.03	19.83	20.65	-0.66	-0.08	10000	0.36	0.08	1.87
13.60	0.4	3	15.74	18.33	20.10	20.09	-0.66	-0.12	10000	0.36	0.08	1.95
14.00	0.4	3	16.08	18.62	20.37	19.54	-0.66	-0.15	10000	0.36	0.08	2.03
14.40	0.4	3	16.42	18.92	20.64	19.01	-0.66	-0.18	10000	0.36	0.08	2.10
14.80	0.4	3	16.77	19.22	20.92	18.49	-0.66	-0.21	10000	0.36	0.08	2.18
15.20	0.4	3	17.12	19.53	21.20	17.98	-0.66	-0.23	10000	0.36	0.07	2.25
15.60	0.4	3	17.47	19.83	21.48	17.49	-0.66	-0.25	10000	0.36	0.07	2.32
16.00	0.4	3	17.82	20.15	21.77	17.01	-0.65	-0.27	10000	0.36	0.07	2.39
16.40	0.4	4	18.18	20.46	22.06	16.55	-0.64	-0.28	40000	0.35	0.02	2.41
16.80	0.4	4	18.54	20.78	22.36	16.10	-0.63	-0.29	40000	0.35	0.02	2.43
17.20	0.4	4	18.90	21.10	22.66	15.66	-0.63	-0.30	40000	0.35	0.02	2.44
17.60	0.4	4	19.26	21.42	22.96	15.24	-0.62	-0.31	40000	0.35	0.02	2.46
18.00	0.4	4	19.62	21.75	23.26	14.83	-0.61	-0.32	40000	0.35	0.02	2.47
18.40	0.4	4	19.98	22.08	23.57	14.43	-0.60	-0.33	40000	0.35	0.01	2.49

Regione Lazio  
 “Ripristino officiosità del fosso di Pratolungo – 2° lotto – Vasca di accumulo”  
 Relazione sostitutiva di calcolo di stabilità strutturale – Opera di regolazione

z	$\Delta z_i$	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	$\nu$	$\delta_i$	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
20.00	0.4	4	21.45	23.42	24.83	12.96	-0.56	-0.34	40000	0.35	0.01	2.54
20.40	0.4	4	21.82	23.75	25.15	12.62	-0.54	-0.34	40000	0.35	0.01	2.56
20.80	0.4	4	22.19	24.10	25.47	12.29	-0.53	-0.34	40000	0.35	0.01	2.57
21.20	0.4	4	22.56	24.44	25.79	11.98	-0.52	-0.34	40000	0.35	0.01	2.58
21.60	0.4	4	22.94	24.78	26.12	11.67	-0.51	-0.34	40000	0.35	0.01	2.59
22.00	0.4	4	23.31	25.13	26.45	11.37	-0.50	-0.34	40000	0.35	0.01	2.60
22.40	0.4	4	23.68	25.48	26.78	11.09	-0.49	-0.34	40000	0.35	0.01	2.62
22.80	0.4	4	24.06	25.83	27.11	10.81	-0.48	-0.34	40000	0.35	0.01	2.63
23.20	0.4	4	24.43	26.18	27.45	10.54	-0.47	-0.33	40000	0.35	0.01	2.64
23.60	0.4	4	24.81	26.53	27.78	10.28	-0.46	-0.33	40000	0.35	0.01	2.65
24.00	0.4	4	25.19	26.88	28.12	10.03	-0.45	-0.33	40000	0.35	0.01	2.66
24.40	0.4	4	25.57	27.24	28.46	9.78	-0.44	-0.33	40000	0.35	0.01	2.67
24.80	0.4	4	25.95	27.59	28.80	9.55	-0.44	-0.32	40000	0.35	0.01	2.68
25.20	0.4	4	26.33	27.95	29.14	9.32	-0.43	-0.32	40000	0.35	0.01	2.69
25.60	0.4	4	26.71	28.31	29.49	9.10	-0.42	-0.31	40000	0.35	0.01	2.70
26.00	0.4	4	27.09	28.67	29.83	8.88	-0.41	-0.31	40000	0.35	0.01	2.71
26.40	0.4	4	27.47	29.03	30.18	8.68	-0.40	-0.31	40000	0.35	0.01	2.72
26.80	0.4	4	27.85	29.39	30.53	8.47	-0.39	-0.30	40000	0.35	0.01	2.72
27.20	0.4	4	28.23	29.75	30.88	8.28	-0.38	-0.30	40000	0.35	0.01	2.73
27.60	0.4	4	28.62	30.12	31.23	8.09	-0.38	-0.30	40000	0.35	0.01	2.74
28.00	0.4	4	29.00	30.48	31.58	7.91	-0.37	-0.29	40000	0.35	0.01	2.75
28.40	0.4	4	29.38	30.85	31.93	7.73	-0.36	-0.29	40000	0.35	0.01	2.76
28.80	0.4	4	29.77	31.21	32.28	7.56	-0.35	-0.28	40000	0.35	0.01	2.77
29.20	0.4	4	30.15	31.58	32.64	7.39	-0.35	-0.28	40000	0.35	0.01	2.77
29.60	0.4	4	30.54	31.95	33.00	7.23	-0.34	-0.28	40000	0.35	0.01	2.78
30.00	0.4	4	30.92	32.32	33.35	7.07	-0.33	-0.27	40000	0.35	0.01	2.79
30.40	0.4	4	31.31	32.68	33.71	6.92	-0.33	-0.27	40000	0.35	0.01	2.79
30.80	0.4	4	31.69	33.05	34.07	6.77	-0.32	-0.26	40000	0.35	0.01	2.80
31.20	0.4	4	32.08	33.43	34.43	6.63	-0.31	-0.26	40000	0.35	0.01	2.81
31.60	0.4	4	32.47	33.80	34.79	6.49	-0.31	-0.26	40000	0.35	0.01	2.82
32.00	0.4	4	32.85	34.17	35.15	6.35	-0.30	-0.25	40000	0.35	0.01	2.82
32.40	0.4	4	33.24	34.54	35.51	6.22	-0.30	-0.25	40000	0.35	0.01	2.83
32.80	0.4	4	33.63	34.91	35.88	6.10	-0.29	-0.25	40000	0.35	0.01	2.83
33.20	0.4	4	34.02	35.29	36.24	5.97	-0.28	-0.24	40000	0.35	0.01	2.84
33.60	0.4	4	34.40	35.66	36.60	5.85	-0.28	-0.24	40000	0.35	0.01	2.85
34.00	0.4	4	34.79	36.04	36.97	5.73	-0.27	-0.23	40000	0.35	0.01	2.85
34.40	0.4	4	35.18	36.41	37.34	5.62	-0.27	-0.23	40000	0.35	0.01	2.86
34.80	0.4	4	35.57	36.79	37.70	5.51	-0.26	-0.23	40000	0.35	0.01	2.86
35.20	0.4	4	35.96	37.17	38.07	5.40	-0.26	-0.22	40000	0.35	0.01	2.87
35.60	0.4	4	36.35	37.54	38.44	5.30	-0.25	-0.22	40000	0.35	0.01	2.88
36.00	0.4	4	36.74	37.92	38.81	5.20	-0.25	-0.22	40000	0.35	0.01	2.88
36.40	0.4	4	37.13	38.30	39.18	5.10	-0.25	-0.21	40000	0.35	0.01	2.89
36.80	0.4	4	37.52	38.68	39.55	5.00	-0.24	-0.21	40000	0.35	0.01	2.89
37.20	0.4	4	37.91	39.05	39.92	4.91	-0.24	-0.21	40000	0.35	0.01	2.90
37.60	0.4	4	38.30	39.43	40.29	4.82	-0.23	-0.20	40000	0.35	0.00	2.90
38.00	0.4	4	38.69	39.81	40.66	4.73	-0.23	-0.20	40000	0.35	0.00	2.91
38.40	0.4	4	39.08	40.19	41.03	4.64	-0.22	-0.20	40000	0.35	0.00	2.91
38.80	0.4	4	39.47	40.57	41.40	4.56	-0.22	-0.20	40000	0.35	0.00	2.92
38.80	0.4	4	39.47	40.57	41.40	4.56	-0.22	-0.20	40000	0.35	0.00	2.92

Figura 16: foglio elettronico per la determinazione dei cedimenti totali indotti dallo sfioratore

