







**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLA DIGA DI GIUDEA  
A GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA (PT)**



**PROGETTO DEFINITIVO**

Elaborato	Nome Elaborato:	Scala:
<b>ET12</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA SCARICHI E OPERE ACCESSORIE</b>	-
		Data:
		27/12/2019

Settore:		Sede Firenze Via de Sanctis, 49 Cod. Fiscale e P.I. 06111950488	
		<small>Organizzazione dotata di Sistema di Gestione Integrato certificato in conformità alla normativa ISO9001 - ISO14001 - OHSAS18001 - SA8000</small>	
<b>PROGETTAZIONE :</b> <b>PROGETTISTA - PROJECT MANAGER :</b> ING. GIOVANNI SIMONELLI		<b>COLLABORATORI :</b> DOTT. GEOL. CARLO FERRI GEOM. MATTEO MASI	
<b>GEOLOGO:</b> DOTT. GEOL. FILIPPO LANDINI <b>ESPROPRI:</b> GEOM. ANDREA PATRIARCHI			
<b>CONSULENTI TECNICI :</b>  ING. DAVID SETTESOLDI  DOTT. GEOL. SIMONE FIASCHI  ING. GIOVANNI CANNATA		<b>COMMESSA I.T. :</b> INGT-TPLPD-PBAAC252	
<b>DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE :</b> 		<b>RESPONSABILE COMMITTENTE :</b> ING. CRISTIANO AGOSTINI	
ING. PAOLO PIZZARI		<b>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :</b> ING. LEONARDO ROSSI	

Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
01	27/12/2019	Prima Emissione	Pinelli	Settesoldi

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>PERICOLOSITÀ SISMICA.....</b>	<b>5</b>
4.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	5
4.1.1	<i>SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE E ACCELEROGRAMMI .....</i>	<i>5</i>
<b>5</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....</b>	<b>8</b>
5.1	VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=12m.....	9
5.2	VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=5.6m.....	9
5.3	VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=4.5m.....	10
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DEGLI STATI ULTIMI IDRAULICI .....</b>	<b>11</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è parte integrante del progetto definitivo degli interventi di adeguamento della diga di Giudea ubicata a Gello nel Comune di Pistoia (Prov. PT).

La relazione strutturale è redatta in conformità delle normative e raccomandazioni di riferimento elencate al successivo paragrafo.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Legge n. 1086 del 05/11/1971**  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge n. 64 del 02/02/1974**  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Circolare Ministeriale n. 11951 del 14/02/1974**  
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**  
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.
- **Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (D.M. 26 Giugno 2014)**
- **Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018)**
- **Istruzioni MIT DG Dighe Luglio 2018**  
Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 Giugno 2014 e al D.M. 17 Gennaio 2018 in merito alle verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Procedura MIT DG Dighe Marzo 2019**  
Procedura per la rivalutazione sismica delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**  
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

### 3 RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI

La caratterizzazione parametrica dei materiali delle singole sub-unità è basata sulle risultanze delle indagini geonostiche in sito e di laboratorio appositamente eseguite per l'intervento in oggetto.

I parametri dei materiali adottati nel corso della presente progettazione definitiva sono rappresentati dai valori medi ( $V_m$ ), avendo assunto che i parametri caratteristici ( $V_k$ ) siano prossimi ai parametri nominali medi ( $V_m \approx V_k$ ) per ciascuna sub-unità geotecnica individuata.

I parametri geotecnici caratteristici dei materiali utilizzati sono riassunti nella Tabella 3-1.

		LA	AL	LA2	Sub	Unità di misura
<b>K0 (Modulo di Bulk)</b>	<b>modulo di compressibilità</b>	401,2	759,3	1274	12122	Mpa
<b>E0</b>	<b>Modulo elastico</b>	231,5	400,5	735,4	1810,8	Mpa
<b>G0</b>	<b>modulo di taglio</b>	82,44	141,80	147	599	Mpa
<b>nu0</b>	<b>coefficiente di poisson</b>	0,40	0,41	0,44	0,46	
<b>rh0</b>	<b>densità del materiale</b>	2044,5	1935,5	2109,0	2169,3	kg/m3
<b>phi</b>	<b>angolo di attrito interno</b>	21,6	24,2	23,4	23,6	°
<b>psi</b>	<b>angolo di dilatanza</b>	21,6	24,2	23,4	23,6	°
<b>c'</b>	<b>coesione efficace</b>	0,024	0,023	0,022	0,024	MPa
<b>c_u</b>	<b>coesione non drenata</b>	0,074	0,076	0,073	0,146	Mpa
<b>poro</b>	<b>porosità</b>	31,85	34,94	30,4	32,3	%
<b>perm_in</b>	<b>permeabilità</b>	1,00E-07	1,00E-08	1,00E-07	1,00E-08	m/sec

Tabella 3-1 – Parametri geotecnici caratteristici.

I manufatti oggetto della presente relazione saranno tutti impostati su terreno tipo SUB.

Cautelativamente nelle verifiche è stato assunto un valore di coesione efficace  $c' = 0,012 \text{ Mpa}$  corrispondente al 50% del valore riportato nella tabella soprastante.

## 4 PERICOLOSITÀ SISMICA

I parametri sismici del sito sono calcolati in base a quanto prescritto dal D.M. del 26 Giugno 2014 relativamente agli interventi eseguiti su dighe esistenti come indicato nel cap. H.3.4.1.

Per la definizione della azioni sismiche, l'invaso di Cepparello è considerato come una **diga strategica**.

La **vita nominale**  $V_N$  è assunta pari a **100 anni** e il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2, di conseguenza la **vita di riferimento**  $V_R$  è pari a **200 anni** in coerenza con le tabelle H.1 e H.2 del succitato Decreto.

I parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , riportati nella Tabella 4-1, sono ricavati per le seguenti coordinate:

- Longitudine FI: 43.960117 (ED50)
- Latitudine LA: 10.883661 (ED50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	$A_g/g$	$F_0$	$T_c^*(s)$
SLO	Default (81)	120	Default (0,1037)	Default (2,421)	Default (0,27)
SLD	Default (63)	201	Default (0,127)	Default (2,412)	Default (0,278)
SLV	Default (10)	1898	Default (0,2759)	Default (2,402)	Default (0,31)
SLC	Default (5)	2475	Default (0,2997)	Default (2,401)	Default (0,32)

Tabella 4-1 – Parametri sismici di base SLO, SLD, SLV e SLC.

### 4.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Al fine di aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche considerate nella presente progettazione sono determinate mediante un'analisi di risposta sismica locale.

La risposta sismica locale ha permesso di definire le modifiche che il segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sito in oggetto, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Si ricorda che la definizione degli input sismici relativi agli stati limite sono ottenuti mediante il codice di calcolo REXEL (Iervolino et al., 2010). Il codice di calcolo in questione consente la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC 2018.

Si ricorda, inoltre, che il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima  $\beta$ , attesa al sito è assunto pari a **1** per le opere non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

#### 4.1.1 SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE E ACCELEROGRAMMI

Nelle figure seguenti sono riportati i confronti tra lo spettro di risposta in accelerazione derivante dalla media degli spettri ottenuti dai n. 7 accelerogrammi utilizzati come input e gli spettri di normativa per le categorie di sottosuolo A e B, nonché lo spettro di risposta ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale normalizzato.

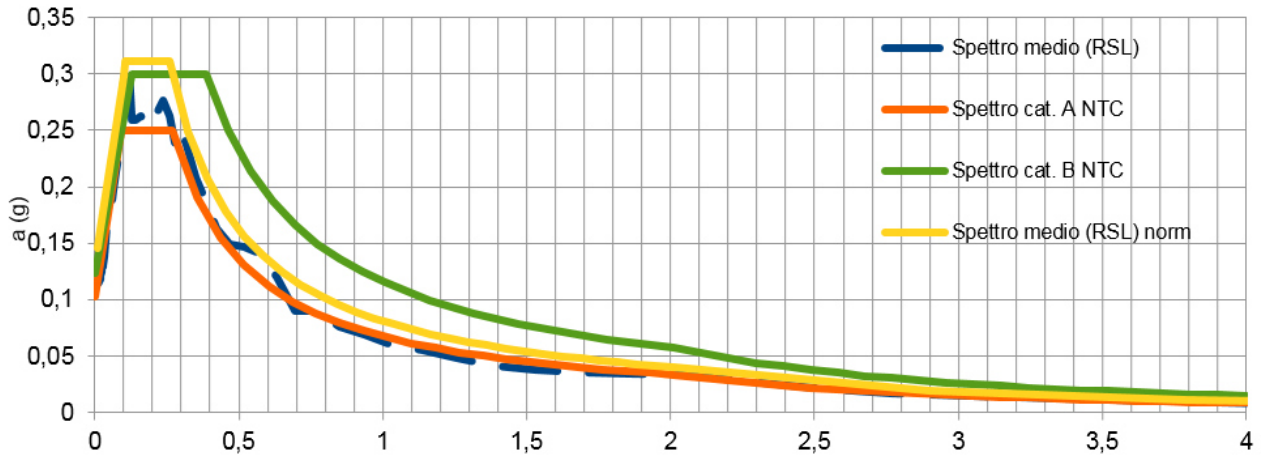


Figura 4-1 – Spettri di risposta in accelerazione SLO (Tr = 120 anni).

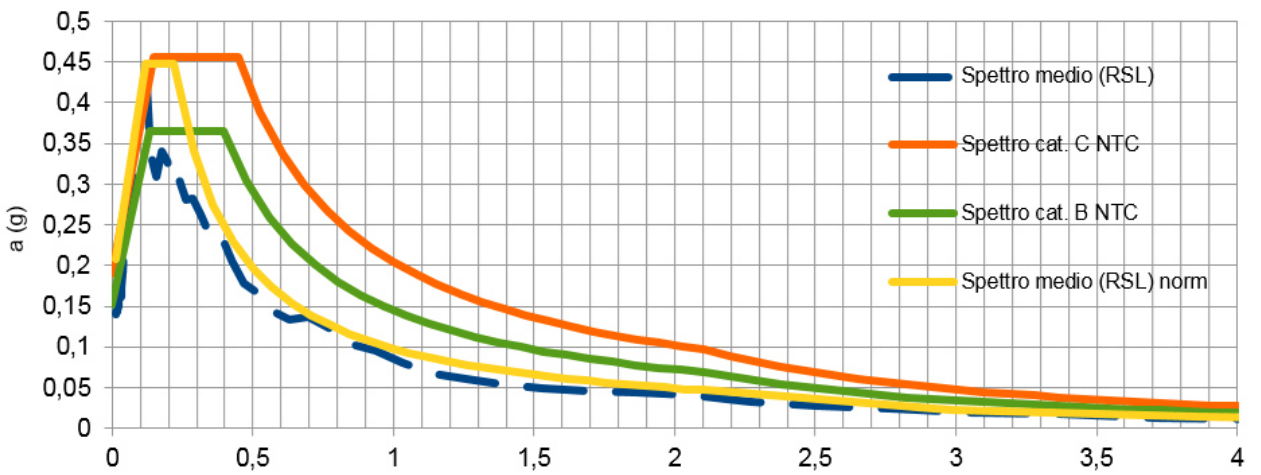


Figura 4-2 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 201 anni).

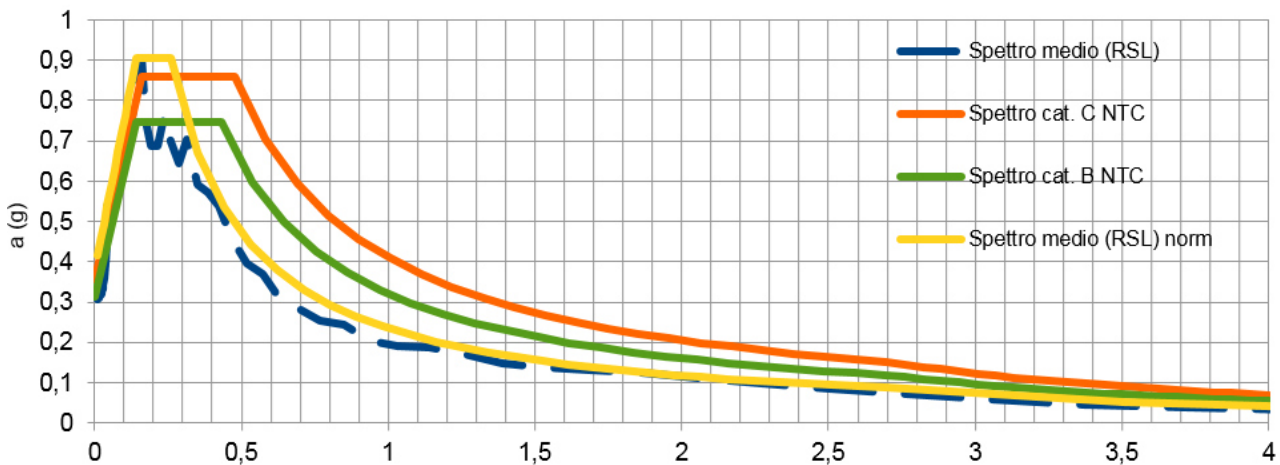


Figura 4-3 – Spettri di risposta in accelerazione SLV (Tr = 1898 anni).

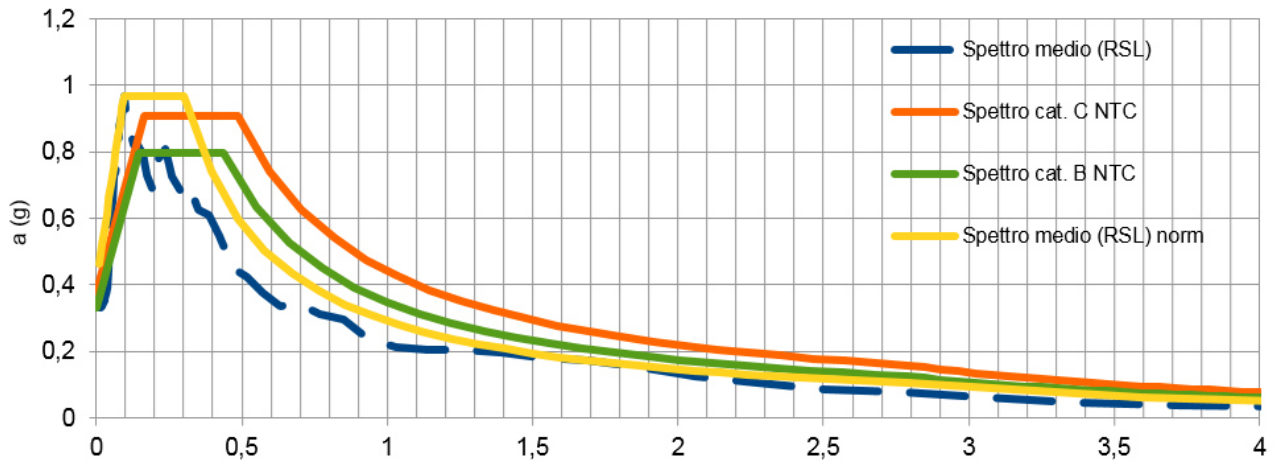


Figura 4-4 – Spettri di risposta in accelerazione SLC ( $T_r = 1950$  anni).

Nella Tabella 4-2 sono riportati per ciascuno stato limite i principali parametri dello spettro di risposta normalizzato: il coefficiente amplificativo  $S$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; il periodo  $T_b$  corrispondente all’inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; il periodo  $T_c$  corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Stato limite	S	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]
SLO	1.247	0.106	0.260
SLD	1.472	0.117	0.219
SLV	1.377	0.141	0.260
SLC	1.352	0.094	0.302

Tabella 4-2 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.

Per ogni stato limite, la risposta sismica locale ha permesso la ricostruzione di n. 7 accelerogrammi rappresentativi della sismicità del sito.

Gli accelerogrammi forniti descrivono la sola componente orizzontale dell’azione sismica come indicato al punto 3.2.3.1 delle N.T.C.



## 5 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche di capacità portante devono essere effettuate seguendo il seguente approccio:

- **Approccio 2: (A1+M1+R3)**

I calcoli verranno allegati nelle ultime pagine della presente relazione

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	<b>1,0</b>	1,0
	Sfavorevole		1,1	<b>1,3</b>	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	<b>0,8</b>	0,8
	Sfavorevole		1,5	<b>1,5</b>	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	<b>0,0</b>	0,0
	Sfavorevole		1,5	<b>1,5</b>	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	<b>1,00</b>	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	<b>1,00</b>	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	<b>1,00</b>	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	<b>1,00</b>	1,00

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di fondazioni superficiali.

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $h_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq h_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)tg\phi}}{2 \cdot \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}; \quad N_\gamma = \frac{tg\phi}{2} \cdot \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

I fattori di forma  $s_c$  e  $s_\gamma$  che compaiono nella espressione di  $q_u$  dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastrofornite o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine  $K_{py}$  che compare nell'espressione di  $N_\gamma$  non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per  $N_\gamma$  l'espressione proposta da Meyerof

$$N_\gamma = (N_q - 1)tg(1.4 \cdot \phi)$$

Per le verifiche estese di portanza delle fondazioni si rimanda ai tabulati di calcolo.

## 5.1 VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=12M

### Metodo di Terzaghi

Sovraccarico del terreno sovrastante:	$q = \gamma \cdot D =$	0,13014 daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente empirico Terzaghi:	$K_{pg} =$	31,0
Fattori di Capacità Portante:	$N_q =$	10,9
	$N_c =$	22,7
	$N_\gamma =$	7,8

**Pressione limite di rotura:**  $Q_{lim} = 13,13 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza R3:  $\gamma_{R3} = 2,3$

**Resistenza di Progetto del Terreno:**  $R_d = Q_{lim} / \gamma_{R3} = 5,71 \text{ daN/cm}^2$

## 5.2 VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=5.6M

### Metodo di Terzaghi

Sovraccarico del terreno sovrastante:  $q = \gamma \cdot D = 0,13014 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente empirico Terzaghi:  $K_{pg} = 31,0$   
Fattori di Capacità Portante:  $N_q = 10,9$   
 $N_c = 22,7$   
 $N_\gamma = 7,8$

**Pressione limite di rottura:**  $Q_{lim} = 8,77 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza R3:  $\gamma_{R3} = 2,3$

**Resistenza di Progetto del Terreno:**  $R_d = Q_{lim} / \gamma_{R3} = 3,81 \text{ daN/cm}^2$

### 5.3 VALUTAZIONE CAPACITA' PORTANTE PLATEA B=4.5M

#### *Metodo di Terzaghi*

Sovraccarico del terreno sovrastante:  $q = \gamma \cdot D = 0,13014 \text{ daN/cm}^2$   
Coefficiente empirico Terzaghi:  $K_{pg} = 31,0$   
Fattori di Capacità Portante:  $N_q = 10,9$   
 $N_c = 22,7$   
 $N_\gamma = 7,8$

**Pressione limite di rottura:**  $Q_{lim} = 8,02 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza R3:  $\gamma_{R3} = 2,3$

**Resistenza di Progetto del Terreno:**  $R_d = Q_{lim} / \gamma_{R3} = 3,49 \text{ daN/cm}^2$

## 6 VERIFICHE DEGLI STATI ULTIMI IDRAULICI

Le opere geotecniche sono verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento secondo quanto indicato al punto 6.2.4.2 N.T.C. 2018.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti e delle resistenze.

I coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III e devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento UPL
Permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	<b>0,9</b>
	Sfavorevole		<b>1,1</b>
Permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	<b>0,0</b>
	Sfavorevole		<b>1,5</b>
Variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	<b>0,0</b>
	Sfavorevole		<b>1,5</b>

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite di sollevamento.

		CARICHI STABILIZZANTI										CARICHI INSTABILIZZANTI				RISULTATO
		AREA SEZIONE	$\gamma_{cs}$	PESO/m	Hw canale	$\gamma_w$	B canale	PESO W/m	CONTRIBUTO TIRANTI	$\gamma_{STAB}$	TOT. STAB.	H falda	SOTTOSPINTA	$\gamma_{INSTAB.}$	TOT. INSTAB.	
		m <sup>2</sup>	daN/mc	daN/m	m	daN/mc	m	daN/m	daN/m			m	daN/m			
CANALE PRIMA DEL NASO (platea s=60cm, pareti=60cm)	CARICHI PERM. G1	12,78	2500	31950	1	1000	12	12000	0	0,9	39555	2,95	35400	1,1	38940	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2									0,8				1,5		
	CARICHI ACCID. Q									0				1,5		
CANALE DOPO IL NASO (platea s=60cm, pareti=60cm)	CARICHI PERM. G1	11,73	2500	29325	0	1000	12	0	0	0,9	26392,5	1,95	23400	1,1	25740	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2									0,8				1,5		
	CARICHI ACCID. Q									0				1,5		