



IMPIANTO	CODICE CKS
Impianto idroelettrico di Levane	GRE.OEM.R.90.IT.H.49017.09.090.00
Diga di Levane: Progetto di Sovralzo ai fini di laminazione	

## DIGA DI LEVANE

O&M Hydro Italy

Northern Central Area - Territorial Unit Lucca - UE Levane

Comune di Montevarchi - Provincia di Arezzo

# PROGETTO DI SOVRALZO AI FINI DI LAMINAZIONE - PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI DA REALIZZARE IN SPALLA SINISTRA

00	27/05/2020	Prima emissione	F. Carnevale	A. Nardi A. Masera	A. Masera
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONI	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
ELABORATO CESI N. <b>C0010090</b>		NOME FILE R23 Opere provvisionali spalla sinistra.docx	SCALA -	FOGLIO -	
NUMERO E DATA ORDINE		Ordine n. 3500053942 del 28/09/2019			
IL PROGETTISTA			 <i>Alberto Masera</i> ING. ALBERTO MASERA		
 KEMA Labs CESI S.p.A. Via Rubattino 54 I-20134 Milano - Italy Tel: +39 02 21251 Fax: +39 02 21255440 e-mail: info@cesi.it www.cesi.it  Engineering & Environment - ISMES Division Structural & Civil Engineering					
IL COMMITTENTE		ENEL GREEN POWER ITALIA S.r.l.			
		Power Generation Italy O&M Hydro Italy Northern Central Area		DATA	ING. M. SESSEGO
PER PRESA VISIONE ING. RESPONSABILE			No. HYD		
DATA	ING. S. GABBRIELLI				

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C0010090

**Cliente** ENEL Green Power S.p.A.

**Oggetto** Diga di Levane Comune di Montevarchi e Terranuova Bracciolini (AR) – Progetto definitivo di sopralzo della diga  
**Relazione illustrativa e di calcolo delle opere provvisionali da realizzare in spalla sinistra**

**Ordine** Attivazione n. 3500053942 da Contratto Aperto di Servizi 8400140386 del 7/05/19.

**Note** Rev.00 - A1300002142 – Lettera di trasmissione C0009658

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

**N. pagine** 42 **N. pagine fuori testo** -

**Data** 27/05/2020

**Elaborato** **INE - Carnevale Francesco**  
C0010090 3194063 AUT

**Verificato** **INE - Masera Alberto, INE - Nardi Andrea**  
C0010090 114993 VER C0010090 3011309 VER

**Approvato** **INE - Masera Alberto (Project Manager)**  
C0010090 114993 APP

**CESI S.p.A.**

Via Rubattino 54  
I-20134 Milano - Italy  
Tel: +39 02 21251  
Fax: +39 02 21255440  
e-mail: info@cesi.it  
www.cesi.it

Capitale sociale € 8.550.000 interamente versato  
C.F. e numero iscrizione Reg. Imprese di Milano 00793580150  
P.I. IT00793580150  
N. R.E.A. 429222

© Copyright 2020 by CESI. All rights reserved

Pag. 1/42

## *Indice*

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>OGGETTO E SCOPO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>GEOLOGIA DELL'AREA DI STUDIO .....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE PRESENTI IN SPALLA SINISTRA .....</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>OPERE DI SOSTEGNO DA ESEGUIRSI PER LA PISTA DI CANTIERE IN SPALLA SINISTRA .....</b>	<b>15</b>
6.1	Generalità .....	15
6.2	Metodi di verifica delle opere di sostegno.....	15
6.3	Risultati delle verifiche e definizione delle geometrie .....	17
6.4	Considerazioni aggiuntive sull'area di sedime della pista di cantiere.....	27
<b>7</b>	<b>INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE PER L'ESECUZIONE DEGLI SCAVI PROVVISORIALI FINALIZZATI ALL'APPESANTIMENTO DELLA DIGA .....</b>	<b>28</b>
7.1	Descrizione e calcoli di verifica degli interventi .....	28
7.2	Prescrizioni particolari sull'esecuzione delle colonne jet-grouting.....	38
7.3	Campo prova di gettiniezione .....	40
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>41</b>

## STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	27/05/2020	C0010090	Prima emissione

## 1 INTRODUZIONE

Il sopralzo della diga di Levane è inserito nel Piano di Bacino del Fiume Arno tra gli interventi di mitigazione del rischio idraulico della città di Firenze. Dal sopralzo è atteso un volume utile di 9,5Mmc per la laminazione della piena di progetto.

Nell'ottobre del 2015 ENEL ha predisposto il progetto definitivo dell'intervento di sopralzo e lo ha inviato all'autorità di controllo Direzione Generale Dighe del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (DGD).

Nell'agosto del 2017, acquisito anche il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici,

DGD ha richiesto integrazioni al progetto necessarie per l'approvazione.

CESI è stata incaricata dal Concessionario Enel Green Power di completare, integrare e revisionare il progetto ENEL 2015 di sopralzo della diga, adempiendo alle prescrizioni DGD inerenti alla diga e le sue spalle.

L'azione progettuale di CESI terrà conto dei risultati ottenuti dalla sperimentazione su modello fisico degli effetti delle piene di riferimento attraverso lo sfioratore condotta dall'Università di Firenze per le specifiche necessità di progetto.

Il presente documento costituisce la **Relazione illustrativa e di calcolo delle opere provvisoriale da realizzare in spalla sinistra**.

Più nello specifico, nella relazione vengono trattati i seguenti aspetti:

- Definizione e calcolo dei muri in c.a. da realizzare lungo la pista di cantiere tra le progressive 0+065 e 0+085;
- Descrizione e calcolo degli interventi di consolidamento necessari all'esecuzione degli scavi provvisori necessari ad eseguire l'appesantimento della diga nella zona della spalla sinistra e del terrapieno d'ala;

## 2 OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto sono le opere da realizzarsi in spalla sinistra. Le opere sono di carattere provvisoria, in quanto sono rappresentate o da muri di contenimento della pista di cantiere (che poi verrà smantellata) oppure da opere di consolidamento legate all'esecuzione degli scavi provvisori necessari per eseguire l'appesantimento della diga che poi verranno ritombati.

Scopo è descrivere le soluzioni adottate e fornirne il dimensionamento con le relative verifiche ai sensi delle NTC2018.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Sono di riferimento i seguenti documenti:

1. Documento Cesi Prot. C0006135 - Diga di Levane (Comune di Montevarchi) – INDAGINI GEOGNOSTICHE 2019 – aprile 2020;
2. Documento Cesi Prot. C0006347 - Diga di Levane (Comune di Montevarchi AR) – Progetto di sovrizzo ai fini laminazione - Progetto definitivo - RELAZIONE GEOLOGICA – aprile 2020;
3. Documento Cesi Prot. C0006345 - Diga di Levane (Comune di Montevarchi AR) – Progetto di sovrizzo ai fini laminazione - Progetto definitivo - RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA – aprile 2020.

## 4 GEOLOGIA DELL'AREA DI STUDIO

Il presente paragrafo viene estratto dalla relazione geologica Doc. Rif. [2] cui si rimanda per i dettagli del caso.

Il substrato roccioso presente nella sezione di imposta della diga è parte dell'unità geologica prevalentemente terrigena denominata Formazione del Macigno, che costituisce il termine ultimo della Falda Toscana. Essa è formata da tre Unità stratigrafiche che variano fra di loro per età, per posizione stratigrafica all'interno dell'Appennino Settentrionale e per composizione litologico- mineralogica.

Le tre Unità stratigrafiche sono disposte nella catena appenninica da sud-ovest, le più interne, verso nord-est, le più esterne, cioè da quella più antica a quella più recente, in accordo alla vergenza tettonica. Le tre Unità stratigrafiche sono le seguenti:

- Macigno del Chianti: alternanza di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche con matrice argillosa ed assenza di cemento, sostituito dalle argille della matrice, a grana medio grossolana e sottili livelli argillitici; è presente nell'omonima catena montuosa; rapporto arenarie/peliti >1.
- Arenarie del Monte Cervarola - Monte Falterona: alternanza di strati di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche a grana medio fine, con matrice argillosa e scarso cemento calcareo, e livelli siltitico marnosi, rispettivamente meno e più spessi che nella precedente unità; è presente nella parte centrale della catena, costituendone i rilievi più elevati; rapporto arenarie/peliti ~1:1.
- Marnoso Arenacea: alternanze di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche a grana medio fine, con matrice argillosa e cemento calcareo dolomitico, e spessi livelli di marne; è situata ancora più ad oriente nella Catena Appenninica, nel versante romagnolo marchigiano; rapporto arenarie/peliti <1.

Nella sezione di imposta della diga è presente la Formazione delle Arenarie del Monte Falterona (AMF), che appartiene all'Unità Stratigrafica Cervarola Falterona.

Le sponde del bacino sono costituite dalla Formazione delle Arenarie del Monte Falterona, affioranti nella sezione di imposta della diga e in tutto il tratto dell'alveo del fiume interno alla Valle dell'Inferno. In alcuni tratti, la AMF è coperta nelle parti superiori dei versanti dalle unità geologiche neogeniche.

La litologia della AMF affiorante nella zona di imposta della diga e sui versanti della Valle dell'Inferno (Figura 1 e Figura 2), conosciuta dai risultati dei rilevamenti geologico strutturali, è formata da un'alternanza di strati di arenarie quarzoso feldspatiche a grana medio fine di spessore dell'ordine decimetrico, raramente dell'ordine metrico, e di livelli siltitico marnosi, che costituiscono la parte alta ed a grana più fine degli strati arenacei, il cui spessore è, in generale, dello stesso ordine di grandezza dei precedenti. Il rapporto fra il litotipo arenaria e litotipo siltite-marna, cioè, A/P, è superiore ad 1, come è stato evidenziato dalla analisi litologica delle carote estratte dai sondaggi geognostici.



Figura 1 - Affioramento di AMF, versante destro sopra la centrale [A1]



Figura 2 - Affioramento di AMF versante destro a monte diga [A5]

Il versante sinistro è caratterizzato da una monotona isoclinale immergente di circa 20° verso NE. In ragione di questo assetto marcatamente a franapoggio il versante, con particolare riferimento all'area nell'intorno dell'imposta dell'opera realizzata, è privo di affioramenti del substrato, ricoperto da una coltre detritica di spessore variabile.

Per quanto riguarda la coltre detritica l'appoggio sul substrato avviene attraverso rocce argillitiche-siltitiche, talora arenacee, fratturate.

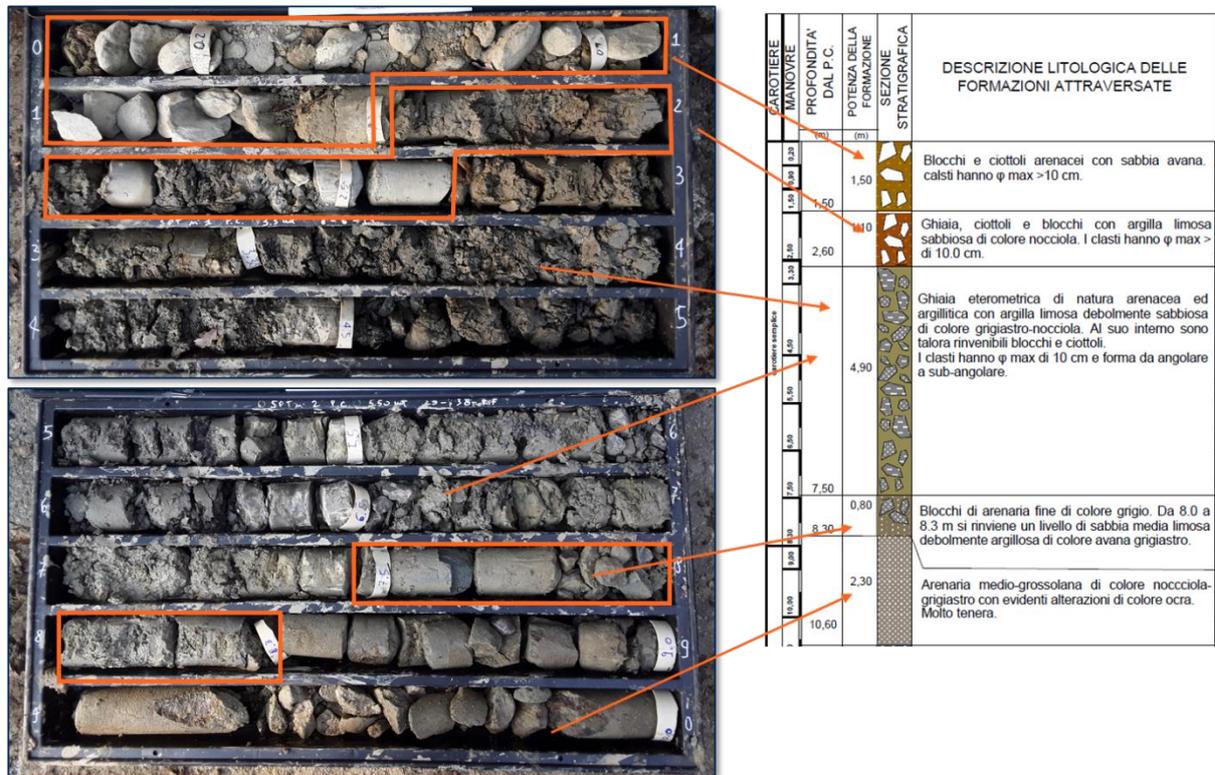


Figura 3 – Sondaggio SS1, stratigrafia dei primi 10 m in cui è evidente la natura caotica del materiale superficiale.



Figura 4 – Dettagli dello scavo della piazzola del sondaggio SS1 e della relativa pista di accesso

La natura caotica del deposito attraversato dai sondaggi è confermata dallo scasso effettuato in corrispondenza della piazzola del recente sondaggio SS1, in cui sono ben riconoscibili i blocchi arenacei, angolosi, pluridimensionali inglobati in matrice fine (Figura 4).

Dall'insieme degli elementi raccolti (documentazione storica, caratteristiche litostratigrafiche, assetto morfologico locale attuale, probabile rimodellamento antropico), si ipotizza l'esistenza di una coltre di materiale detritico caotico la cui presenza sia da mettere in relazione all'assetto strutturale locale caratterizzato da andamento a franapoggio degli strati con presenza di livelli pelitici e la cui morfologia sia imputabile al rimodellamento locale (soprattutto antropico).

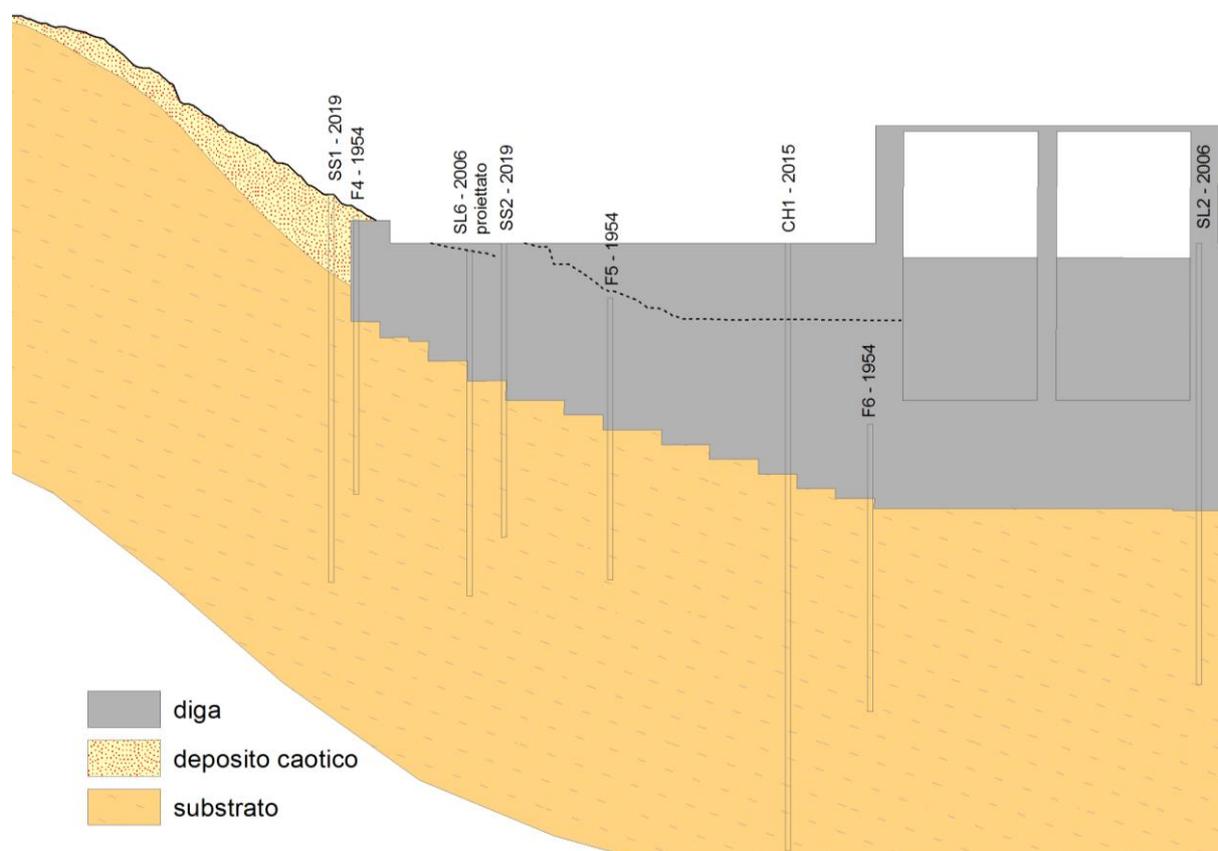


Figura 5– Interpretazione dell'imposta sinistra in cui è rappresentata la presenza di un corpo detritico caotico addossato al versante

Il versante sinistro, nella sua parte a valle dell'imposta, risulta invece caratterizzato da morfologie riconducibili a fenomeni più marcatamente gravitativi.

Dal confronto con le stratigrafie dei sondaggi, in particolare quelli storici, e con le cartografie degli studi più recenti, è possibile individuare un accumulo di frana che, però, risulta privo di tracce di attività recente e si presenta parzialmente rimodellato all'unghia dalla dinamica fluviale; sulla base di tali considerazioni è possibile ritenerlo inattivo (vd. Figura 6).

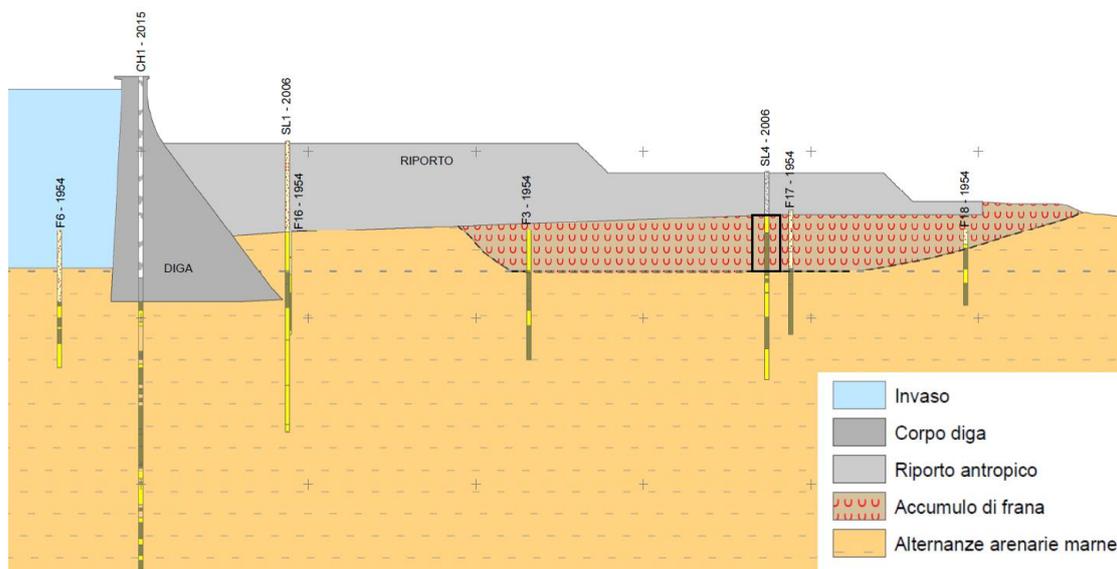


Figura 6 – Sezione lungo Arno con interpretazione dell'andamento dell'accumulo di frana al di sotto del riporto della diga; per il dettaglio del sondaggio SL4, nel riquadro nero, si veda la figura seguente.

Infine, il versante destro della Valle dell'Inferno, in corrispondenza dell'imposta della diga, si presenta acclive con versanti impostati prevalentemente nel substrato roccioso, a formare scarpate in roccia subverticali alte fino a 30m ed estese per circa 300m, da monte diga fino allo sbocco nella piana di Montevarchi (Figura 7). La continuità delle pareti rocciose è localmente interrotta da brevi incisioni impostate a partire dalle superfici terrazzate superiori e al cui interno sono presenti limitati accumuli di depositi detritico-colluviali. Piccoli accumuli di frane superficiali sono inoltre presenti sul fianco di tali incisioni.



Figura 7 – Viste panoramiche di valle (in alto) e di monte (in basso) del versante destro

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE PRESENTI IN SPALLA SINISTRA

Al fine di individuare la situazione stratigrafica presente in spalla sinistra e finalizzata alle verifiche ed al dimensionamento delle opere provvisorie di cantiere si fa riferimento alle seguenti sezioni geologico-geotecniche.

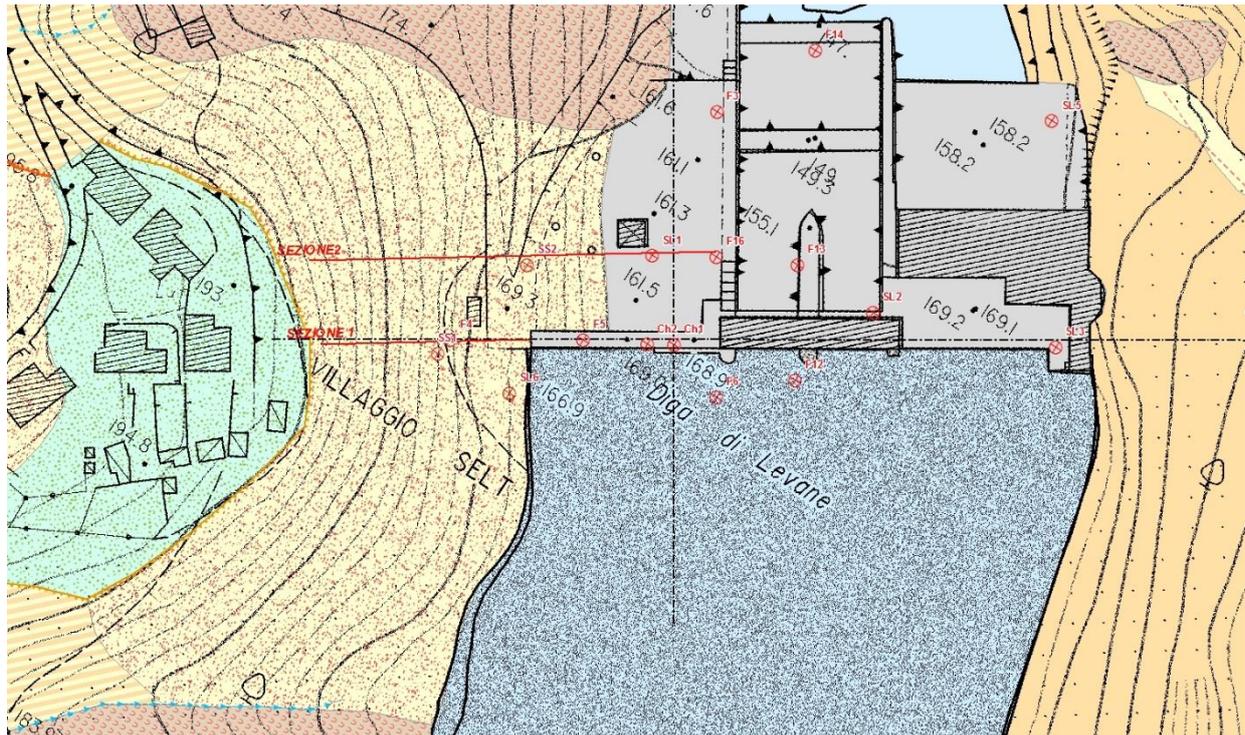


Figura 8 Planimetria con ubicazione delle sezioni geologico-geotecniche di interesse



Figura 9 Sezione geologico-geotecnica 1-1

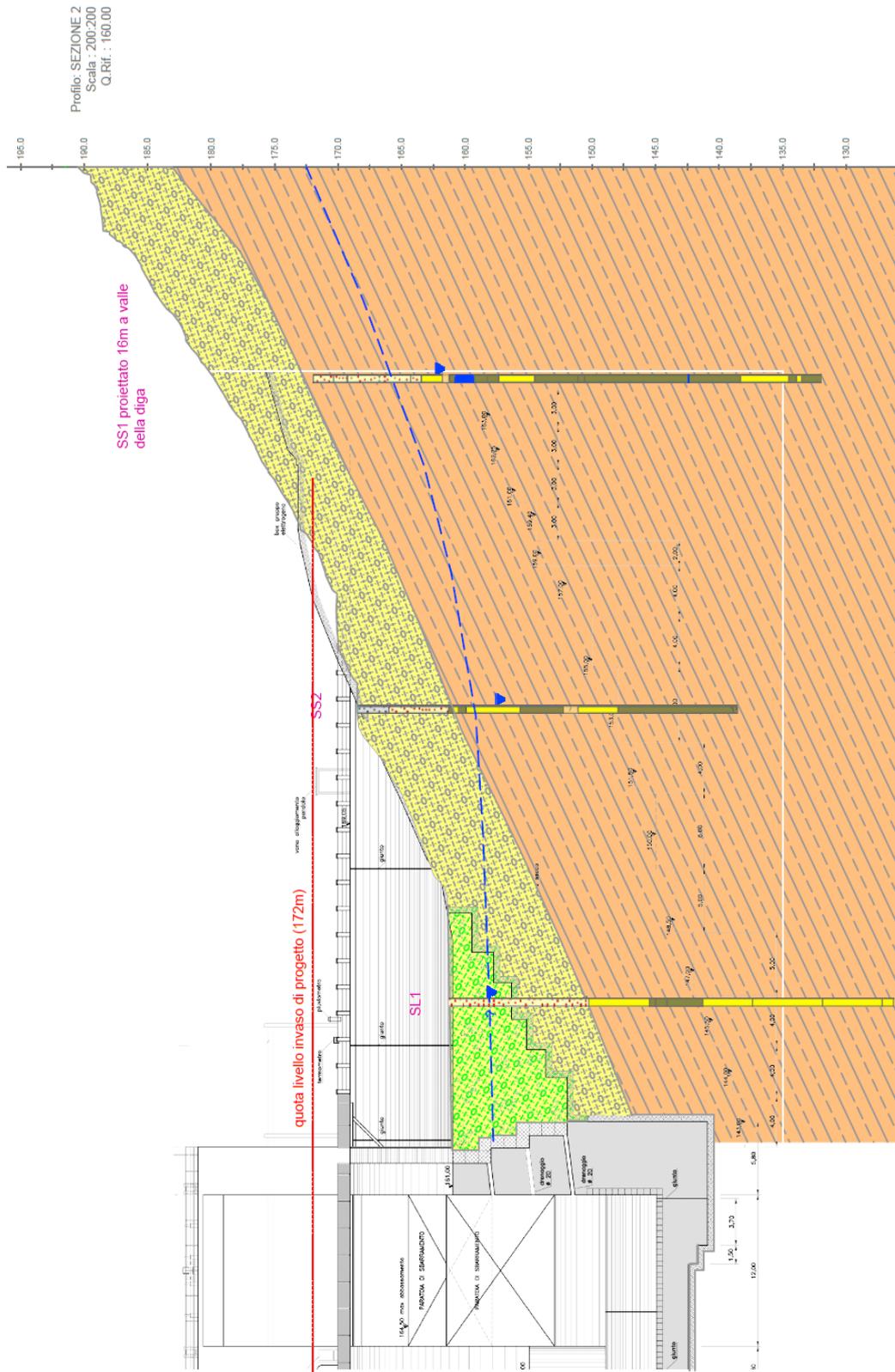


Figura 10 Sezione geologico-geotecnica 2-2

Dalla relazione di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica, Doc. Rif. [3], è possibile ricavare i parametri meccanici da utilizzare nel dimensionamento delle opere.

In particolare, la Tabella 1 riporta le caratteristiche di resistenza e deformabilità della roccia, mentre la Tabella 2 si occupa della parametrizzazione della coltre detritica presente in spalla sinistra.

Tabella 1 - Caratteristiche della roccia di fondazione della diga

Area di riferimento	Parametri di resistenza di picco		Parametri di resistenza di residui		E (MPa)	E0 (MPa)	K m/s	Qult (MPa)
	$c_p'$ (KPa)	$\phi_p'$ (°)	$c_r'$ (KPa)	$\phi_r'$ (°)				
a. Spalla sinistra	190	52	70	35	6.200	15.560	5x10-6	7
b. Parte centrale	470	46	250	32	8.900	22.250	10-6	
c. Spalla destra	1.083	52	547	45	18.708	46.700	10-6	

Tabella 2 - Caratteristiche della coltre detritica in spalla sinistra

Descrizione granulometrica	Parametri di resistenza		K m/s	E (MPa)
	$c'$ (KPa)	$\phi'$ (°)		
Ghiaia e Sabbia poco limosa	0	40	7x10-7	20

Per tutti i dettagli inerenti alle modalità con cui i vari parametri sono stati determinati, nonché alle prove interpretate e ai documenti cui ci si è riferiti nell'analisi, si rimanda al Doc. Rif. [3].

## 6 OPERE DI SOSTEGNO DA ESEGUIRSI PER LA PISTA DI CANTIERE IN SPALLA SINISTRA

### 6.1 Generalità

In questo capitolo vengono presentati i muri di sostegno da realizzare per sostenere la pista di cantiere tra le progressive 0+065 e 0+085.

Si tratta di muri di sostegno a gravità in calcestruzzo armato che vengono realizzati nei tratti di pista in cui eseguire la pista in rilevato comporterebbe, in relazione alla topografia del versante, geometrie non performanti del rilevato stesso con scarpate molto lunghe.

I muri di sostegno a gravità sono stati progettati seguendo le indicazioni contenute al capitolo 6.5 delle NTC 2018.

Considerando che i muri sostengono le piste di cantiere che prevedranno opportuni sistemi per convogliare e smaltire le acque meteoriche di piattaforma e considerando comunque la presenza di drenaggi a tergo dei muri, la spinata dell'acqua non viene considerata nel calcolo dei muri.

### 6.2 Metodi di verifica delle opere di sostegno

Conformemente a quanto previsto al capitolo 6.5.2 delle NTC 2018 si considerano agenti sui muri di sostegno le azioni dovute a:

- a. peso proprio del terreno e materiale di riempimento;
- b. sovraccarico stradale, assunto pari a 20 KPa.

Non si considera la presenza d'acqua in quanto le opere non intercettano la falda e le eventuali infiltrazioni d'acqua provenienti dalle acque meteoriche vengono gestite dai drenaggi dei muri che vanno ad annullare le spinte dell'acqua sul paramento.

Le verifiche che vengono eseguite sono di carattere geotecnico ed in particolare riguardano:

- 1) Scorrimento sul piano di posa;
- 2) collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- 3) ribaltamento;
- 4) stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.

La verifica di cui al punto 4 viene fatta considerando l'Approccio 1 con la combinazione 2 (A2+M2+R2), mentre le rimanenti verifiche vengono svolte secondo l'Approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3.

I coefficienti di sicurezza parziali delle azioni e delle resistenze sono ricapitolati nelle tabelle che seguono.

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

Tabella 3 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tab. 6.2.1 delle NTC2018)

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

Tabella 4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab.6.2.II delle NCT2018)

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

Tabella 5 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (tab. 6.5.I delle NTC2018)

Dal punto di vista stratigrafico si segnala come non siano disponibili informazioni di dettaglio nell'area in cui sorgerà la pista di cantiere.

I muri si imposteranno sullo strato di coltre detritica descritto e caratterizzato ai paragrafi precedenti.

La potenza di tale strato non è attualmente nota e di conseguenza non si conosce la posizione del substrato roccioso nell'area dei muri di sostegno della pista.

Vista tale incertezza, nelle verifiche, si è assunto che i muri interagiscano interamente con la coltre detritica e che quindi il substrato roccioso sia sufficientemente profondo da non interagire con le opere. Date le caratteristiche geotecniche della coltre e della roccia tale scelta progettuale appare essere certamente cautelativa.

Come verrà ripreso più avanti e come si è discusso al capitolo sulla geologia, nell'area su cui sorgerà la pista di cantiere, è possibile individuare un accumulo di frana che, però, risulta privo di tracce di attività recente e si presenta parzialmente rimodellato all'unghia dalla dinamica fluviale. L'analisi condotta e documentata nella relazione geologica ha portato a definire tale accumulo di frana come inattivo.

Allo stato attuale delle conoscenze non c'è quindi motivo per ritenere ci possano essere criticità specifiche per eseguire la pista di cantiere nella posizione indicata, anche perché la pista ha carattere provvisorio e durerà il tempo necessario alla realizzazione delle opere.

Nella relazione geologica si è già indicato, e qui viene ripresa questa esigenza, la necessità di eseguire una campagna geognostica integrativa nell'area proprio per identificare al meglio la sequenza stratigrafica e chiarire eventuali dubbi legati all'accumulo di frana anzi detto.

Sarà utile anche eseguire un rilievo topografico ad hoc per la zona della pista al fine di definire il più correttamente possibile le geometrie della pista stessa e delle opere ad essa connesse.

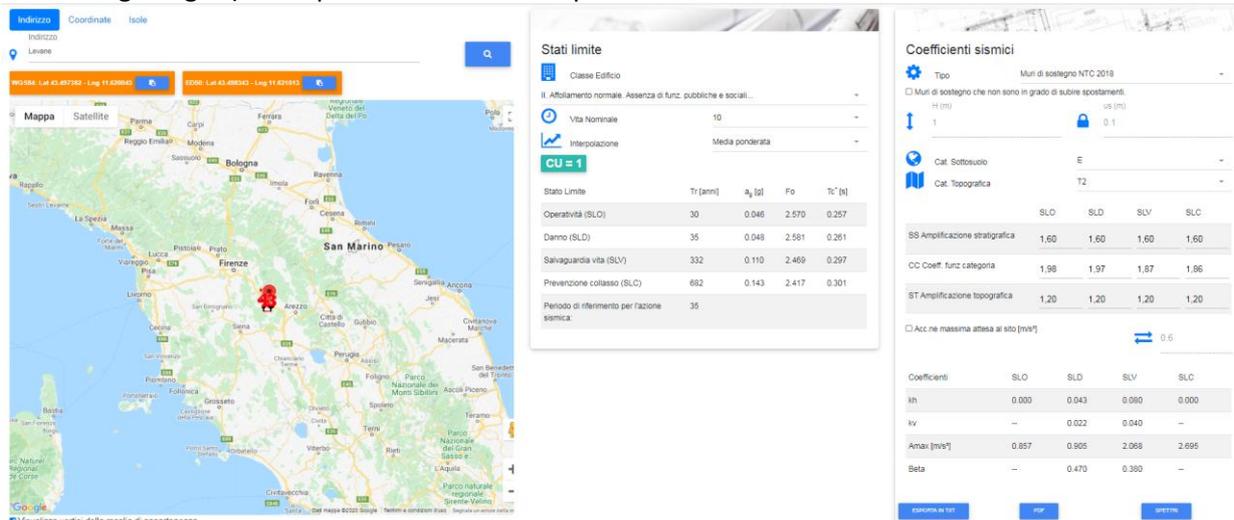
### 6.3 Risultati delle verifiche e definizione delle geometrie

Si sono considerate diverse possibili altezze dei muri di sostegno e per ciascuna altezza si è definita la geometria del muro prima e si sono condotte le verifiche SLU poi.

I risultati delle verifiche vengono di seguito riportati in funzione delle altezze dei muri che sono state assunte.

Dal punto di vista dell'azione sismica, trattandosi di opere provvisoria, si assume una vita nominale di riferimento pari a 10 anni.

La figura che segue mostra il valore dell'accelerazione sismica massima per categoria di suolo E (vedasi relazione geologica) e tempo di ritorno allo SLV pari a 332 anni.



In particolare, allo SLV, risulta  $a_{gmax} = 0,21 \text{ g}$ .

Nel seguito si riportano le verifiche di stabilità dei muri per diverse altezze del riempimento.

**CALCOLO MURO DI SOSTEGNO SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO E SISMICO -Altezza riempimento 3,60 metri**

**DATI GEOMETRICI MURO**

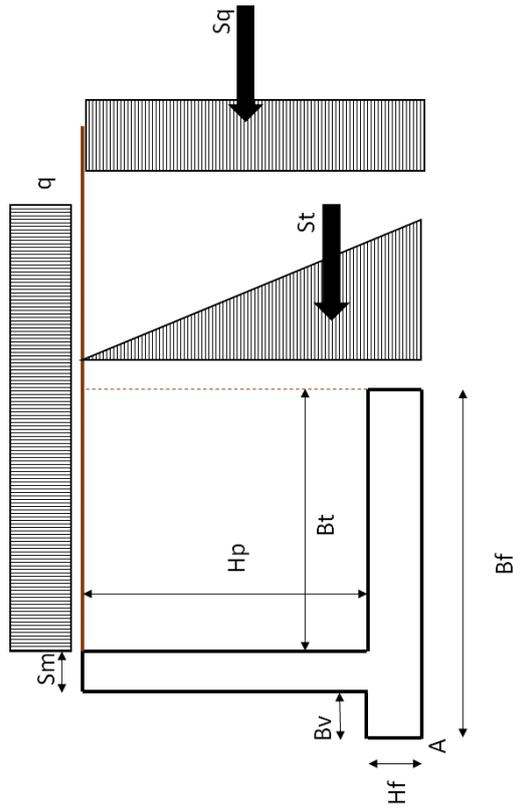
Bf (m) = 3,2  
Hf (m) = 0,50  
Hp (m) = 3,10  
sm (m) = 0,40  
Bv (m) = 0,80  
Bt (m) = 2,00

gamma cls (kN/m3) = 24  
gamma terreno (kN/m3) = 19

Area muro (m2) = 2,84  
Area terreno portato (m2) = 6,2  
Peso muro (kN/m) = 68,16  
Peso terreno portato (kN/m)= 117,8  
X Baricentro paramento (m) = 1  
Y Baricentro paramento (m) = 1,6  
X Baricentro fondazione (m) = 2,05  
Y Baricentro fondazione (m) = 0,25  
X baricentro muro (m) = 1,338  
Y Baricentro muro (m) = 1,0359  
X baricentro terreno portato (m)= 2,2  
Y Baricentro terreno portato (m)= 2,05  
X baricentro muro+terreno (m)= 1,7733  
Y Baricentro muro+terreno (m)= 1,6783  
Peso muro + peso terreno (kN/m) = 185,96

**CARATTERISTICHE TERRENO**

Angolo attrito terreno di riempimento (°) = 38  
Angolo attrito fondazione (°) = 40  
Angolo attrito fondazione-muro (°) = 26,667



## CALCOLO STATICO

### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico $q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,2379
St (kN/m) =	29,288
Y spinta (m) =	1,2
Sq (kN/m) =	30,83
Y sovraccarico (m) =	1,8

### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	29,288
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	38,075
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	30,83
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	46,244
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	128,93
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	329,77
FS =	2,5577 > 1,15 OK

### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m)	185,96
coeff. Parziale $\gamma_1$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	185,96
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	93,393
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	29,288
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	38,075
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	30,83
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	46,244
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	84,319
FS=	1,1076 > 1,1 OK

### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione - perm. sfavorevole	185,96
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Peso muro e terreno - valore di progetto (kN/m) =	241,75
Peso da sovraccarico - variabile sfavorevole (kN/m) =	40
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Peso sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	60
Carico totale in fondazione - val. di progetto (kN/m) =	301,75
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	29,288
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	38,075
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	30,83
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	46,244
Baricentro fondazione (m) =	1,6
Braccio Peso muro + terreno (m) =	0,1733
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,6
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	-51,03
Eccentricità (m) =	0,2744
Base efficace - B* (m) =	2,6512
Inclinazione carico (°) =	24,391
fattore inclinazione carico - igamma =	0,1523
Nq =	63,976
Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m <sup>2</sup> ) =	358,09
Q limite (kN/m) =	949,38
FS =	3,1463 > 1,4 OK

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

CO010090

### CALCOLO SISMICO

#### CALCOLO SPINTE

ag/g =	0,11
Ss=	1,6
ST =	1,2
ag max / g =	0,2112
bm =	0,38
bm rib. =	0,57
kh =	0,0803
kh rib. =	0,1204
kv =	0,0401
kv rib. =	0,0602
Spinta inerziale (kN/m) =	14,924
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	22,387
Sovraccarico q con sisma (kN/m2) =	10
<b>Sisma verso il basso (kv positivo)</b>	
teta (rad) =	0,077
teta rib. (rad) =	0,1131
kAE =	0,2727
KAE rib. =	0,293
S AE (kN/m) =	34,928
S AE rib. (kN/m) =	38,251

#### Sisma verso l'alto (kv negativo)

teta (rad) =	0,0834
teta rib. (rad) =	0,1274
kAE =	0,2763
KAE rib. =	0,3015
S AE (kN/m) =	32,647
S AE rib. (kN/m) =	34,888

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - sisma (kN/m) =	38,251	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	34,888
Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	40,264	Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	36,725
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	22,387	Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	22,387
Momento ribaltante (kN/m) =	155,95	Momento ribaltante (kN/m) =	145,54
Momento stabilizzante (kN/m) =	349,62	Momento stabilizzante (kN/m) =	309,92 OK
FS (>1) =	2,2419 OK	FS (>1) =	2,1294

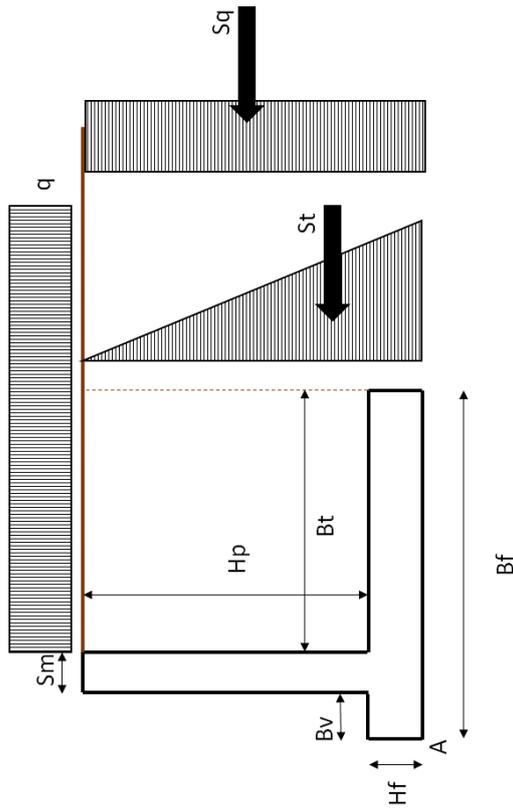
#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	193,42	Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	178,5
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	34,928	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	32,647
Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	36,767	Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	34,366
Spinta inerziale (kN/m) =	14,924	Spinta inerziale (kN/m) =	14,924
Spinta totale (kN/m) =	86,619	Spinta totale (kN/m) =	81,937
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	97,14	Taglio resistente di progetto (kN/m) =	89,645 OK
FS (>1) =	1,1215 OK	FS (>1) =	1,0941

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/m) =	193,42	Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/	178,5
Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	41,605	Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	41,605
Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	235,03	Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	220,1
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	34,928	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	32,647
Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	36,767	Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	34,366
Spinta inerziale sisma (kN/m) =	14,924	Spinta inerziale sisma (kN/m) =	14,924
Baricentro fondazione (m) =	1,6	Baricentro fondazione (m) =	1,6
Braccio Peso muro + terreno (m) =	-0,6	Braccio Peso muro + terreno (m) =	-0,6
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,6	Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,6
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	42,051	Momento in fondazione - valore di progetto (k	43,947
Eccentricità (m) =	0,2174	Eccentricità (m) =	0,2462
Base efficace - B* (m) =	2,7652	Base efficace - B* (m) =	2,7076
Inclinazione carico (°) =	20,231	Inclinazione carico (°) =	20,419
fattore inclinazione carico - igamma =	0,2442	fattore inclinazione carico - igamma =	0,2396
Nq =	63,976	Nq =	63,976
Ngamma =	93,366	Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m2) =	599,06	qlimite (kN/m2) =	575,52
Q limite (kN/m) =	1656,5	Q limite (kN/m) =	1558,3
FS(>1,2) =	7,0482 OK	FS(>1,2) =	7,0797 OK

**CALCOLO MURO DI SOSTEGNO SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO E SISMICO - Altezza riempimento 2 metri**



**DATI GEOMETRICI MURO**

Bf (m) =	1,9
Hf (m) =	0,50
Hp (m) =	1,50
sm (m) =	0,40
Bv (m) =	0,50
Bt (m) =	1,00
gamma cis (kN/m <sup>3</sup> ) =	24
gamma terreno (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Area muro (m <sup>2</sup> ) =	1,55
Area terreno portato (m <sup>2</sup> ) =	1,5
Peso muro (kN/m) =	37,2
Peso terreno portato (kN/m) =	28,5
X Baricentro paramento (m) =	0,7
X Baricentro fondazione (m) =	0,95
Y Baricentro paramento (m) =	1,25
Y Baricentro fondazione (m) =	0,25
X baricentro muro (m) =	0,8532
Y baricentro muro (m) =	0,6371
X baricentro terreno portato (m) =	1,4
Y baricentro terreno portato (m) =	1,25
X baricentro muro+terreno (m) =	0,968
Y baricentro muro+terreno (m) =	0,903
Peso muro + peso terreno (kN/m) =	65,7

**CARATTERISTICHE TERRENO**

Angolo attrito terreno di riempimento (°) =	38
Angolo attrito fondazione (°) =	40
Angolo attrito fondazione-muro (°) =	26,667

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

CO010090

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,2379
St (kN/m) =	9,0396
Y spinta (m) =	0,6667
Sq (kN/m) =	9,5153
Y sovraccarico (m) =	1

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	9,0396
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	11,751
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	9,5153
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	14,273
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	22,107
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	63,6
FS =	2,8769 > 1,15 <b>OK</b>

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m)	65,7
coeff. Parziale $\gamma_1$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	65,7
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	32,996
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	9,0396
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	11,751
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	9,5153
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	14,273
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	26,024
FS=	1,2679 > 1,1 <b>OK</b>

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione - perm. sfavorevole	65,7
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Peso muro e terreno - valore di progetto (kN/m) =	85,41
Peso da sovraccarico - variabile sfavorevole (kN/m) =	20
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Peso sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	30
Carico totale in fondazione - val. di progetto (kN/m) =	115,41
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	9,0396
coeff. Parziale $\gamma_1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	11,751
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	9,5153
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	14,273
Baricentro fondazione (m) =	0,95
Braccio Peso muro + terreno (m) =	0,018
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	-7,067
Eccentricità (m) =	0,1076
Base efficace - B* (m) =	1,6849
Inclinazione carico (°) =	21,609
fattore inclinazione carico - igamma =	0,2114
Nq =	63,976
Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m <sup>2</sup> ) =	315,92
Q limite (kN/m) =	532,28
FS =	4,6121 > 1,4 <b>OK</b>

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

CO010090

### CALCOLO SISMICO

#### CALCOLO SPINTE

ag/g =	0,11
Ss=	1,6
ST =	1,2
ag max / g =	0,2112
bm =	0,38
bm rib. =	0,57
kh =	0,0803
kh rib. =	0,1204
kv =	0,0401
kv rib. =	0,0602
Spinta inerziale (kN/m) =	5,2728
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	7,9092
Sovraccarico q con sisma (kN/m2) =	10
<b>Sisma verso il basso (kv positivo)</b>	
teta (rad) =	0,077
teta rib. (rad) =	0,1131
kAE =	0,2727
KAE rib. =	0,293
S AE (kN/m) =	10,78
S AE rib. (kN/m) =	11,806

#### Sisma verso l'alto (kv negativo)

teta (rad) =	0,0834
teta rib. (rad) =	0,1274
kAE =	0,2763
KAE rib. =	0,3015
S AE (kN/m) =	10,076
S AE rib. (kN/m) =	10,768

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - sisma (kN/m) =	11,806	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	10,768
Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	12,427	Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	11,335
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	7,9092	Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	7,9092
Momento ribaltante (kN/m) =	27,439	Momento ribaltante (kN/m) =	25,655
Momento stabilizzante (kN/m) =	67,428	Momento stabilizzante (kN/m) =	59,772 OK
FS (>1) =	2,4573 OK	FS (>1) =	2,3298

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	68,336	Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	63,064
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	10,78	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	10,076
Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	11,348	Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	10,607
Spinta inerziale (kN/m) =	5,2728	Spinta inerziale (kN/m) =	5,2728
Spinta totale (kN/m) =	27,401	Spinta totale (kN/m) =	25,956
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	34,32	Taglio resistente di progetto (kN/m) =	31,672
FS (>1) =	1,2525 OK	FS (>1) =	1,2202 OK

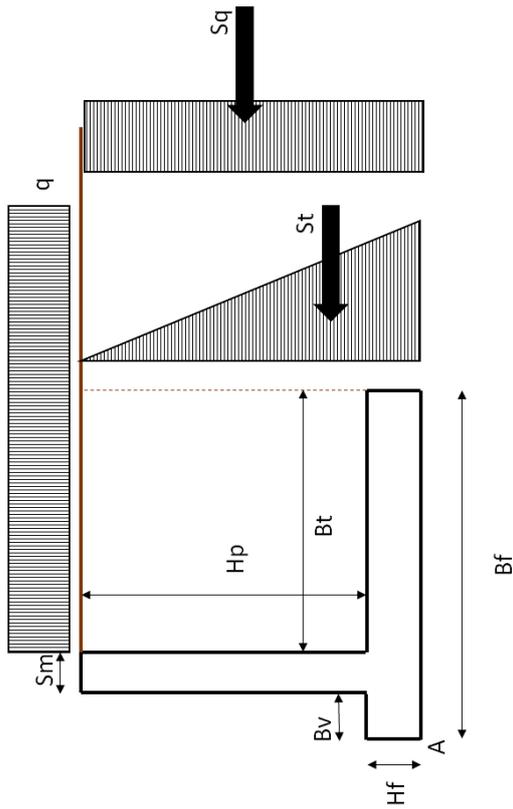
#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/m) =	68,336	Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/	63,064
Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	20,803	Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	20,803
Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	89,139	Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	83,866
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	10,78	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	10,076
Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	11,348	Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	10,607
Spinta inerziale sisma (kN/m) =	5,2728	Spinta inerziale sisma (kN/m) =	5,2728
Baricentro fondazione (m) =	0,95	Baricentro fondazione (m) =	0,95
Braccio Peso muro + terreno (m) =	-0,25	Braccio Peso muro + terreno (m) =	-0,25
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45	Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	15,573	Momento in fondazione - valore di progetto (k	15,681
Eccentricità (m) =	0,2279	Eccentricità (m) =	0,2486
Base efficace - B* (m) =	1,4442	Base efficace - B* (m) =	1,4027
Inclinazione carico (°) =	17,087	Inclinazione carico (°) =	17,197
fattore inclinazione carico - igamma =	0,3281	fattore inclinazione carico - igamma =	0,325
Nq =	63,976	Nq =	63,976
Ngamma =	93,366	Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m2) =	420,33	qlimite (kN/m2) =	404,34
Q limite (kN/m) =	607,05	Q limite (kN/m) =	567,17
FS(>1,2) =	6,8102 OK	FS(>1,2) =	6,7628 OK

**CALCOLO MURO DI SOSTEGNO SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO E SISMICO - Altezza riempimento 1,5 metri**

**DATI GEOMETRICI MURO**

Bf (m) =	1,4
Hf (m) =	0,50
Hp (m) =	1,00
sm (m) =	0,40
Bv (m) =	0,50
Bt (m) =	0,50
gamma cls (kN/m <sup>3</sup> ) =	24
gamma terreno (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Area muro (m <sup>2</sup> ) =	1,1
Area terreno portato (m <sup>2</sup> ) =	0,5
Peso muro (kN/m) =	26,4
Peso terreno portato (kN/m) =	9,5
X Baricentro paramento (m) =	0,7
X Baricentro fondazione (m) =	0,7
Y Baricentro paramento (m) =	1
Y Baricentro fondazione (m) =	0,25
X baricentro muro (m) =	0,7
Y Baricentro muro (m) =	0,5227
X baricentro terreno portato (m) =	1,15
Y Baricentro terreno portato (m) =	1
X baricentro muro+terreno (m) =	0,6887
Y Baricentro muro+terreno (m) =	0,649
Peso muro + peso terreno (kN/m) =	35,9



## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

CO010090

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,2379
St (kN/m) =	5,0848
Y spinta (m) =	0,5
Sq (kN/m) =	5,3524
Y sovraccarico (m) =	0,75

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	5,0848
coeff. Parziale $\gamma_{g1}$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	6,6102
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	5,3524
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	8,0286
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	9,3265
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	24,725
FS =	2,651 > 1,15

OK

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m)	35,9
coeff. Parziale $\gamma_{g1}$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	35,9
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	18,03
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	5,0848
coeff. Parziale $\gamma_{g1}$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	6,6102
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	5,3524
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	8,0286
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	14,639
FS=	1,2316 > 1,1

OK

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione - perm. sfavorevole	35,9
coeff. Parziale $\gamma_{g1}$	1,3
Peso muro e terreno - valore di progetto (kN/m) =	46,67
Peso da sovraccarico - variabile sfavorevole (kN/m) =	10
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Peso sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	15
Carico totale in fondazione - val. di progetto (kN/m) =	61,67
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	5,0848
coeff. Parziale $\gamma_{g1}$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	6,6102
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	5,3524
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	8,0286
Baricentro fondazione (m) =	0,7
Braccio Peso muro + terreno (m) =	-0,011
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	-3,103
Eccentricità (m) =	0,0864
Base efficace - B* (m) =	1,2271
Inclinazione carico (°) =	22,184
fattore inclinazione carico - igamma =	0,1984
Nq =	63,976
Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m <sup>2</sup> ) =	215,93
Q limite (kN/m) =	264,97
FS =	4,2966 > 1,4

OK

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

CO010090

### CALCOLO SISMICO

#### CALCOLO SPINTE

ag/g =	0,11
Ss=	1,6
ST =	1,2
ag max / g =	0,2112
bm =	0,38
bm rib. =	0,57
kh =	0,0803
kh rib. =	0,1204
kv =	0,0401
kv rib. =	0,0602
Spinta inerziale (kN/m) =	2,8812
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	4,3218
Sovraccarico q con sisma (kN/m2) =	10
<b>Sisma verso il basso (kv positivo)</b>	
teta (rad) =	0,077
teta rib. (rad) =	0,1131
kAE =	0,2727
KAE rib. =	0,293
S AE (kN/m) =	6,0639
S AE rib. (kN/m) =	6,6408

#### Sisma verso l'alto (kv negativo)

teta (rad) =	0,0834
teta rib. (rad) =	0,1274
kAE =	0,2763
KAE rib. =	0,3015
S AE (kN/m) =	5,6679
S AE rib. (kN/m) =	6,057

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - sisma (kN/m) =	6,6408	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	6,057
Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	6,9903	Spinta sovraccarico sisma (kN/m)=	6,3758
Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	4,3218	Spinta inerziale ribaltamento (kN/m) =	4,3218
Momento ribaltante (kN/m) =	11,368	Momento ribaltante (kN/m) =	10,615
Momento stabilizzante (kN/m) =	26,213	Momento stabilizzante (kN/m) =	23,237 OK
FS (>1) =	2,3059 OK	FS (>1) =	2,189

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	37,341	Azione assiale in fondazione -sisma (kN//m) =	34,459
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	6,0639	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	5,6679
Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	6,3831	Spinta sovraccarico - sisma (kN/m)=	5,9663
Spinta inerziale (kN/m) =	2,8812	Spinta inerziale (kN/m) =	2,8812
Spinta totale (kN/m) =	15,328	Spinta totale (kN/m) =	14,515
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	18,753	Taglio resistente di progetto (kN/m) =	17,306
FS (>1) =	1,2234 OK	FS (>1) =	1,1923 OK

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/m) =	37,341	Peso muro e terreno in fondazione -sisma (kN/	34,459
Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	10,401	Peso da sovraccarico -sisma (kN/m)=	10,401
Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	47,742	Carico totale in fondazione - sisma (kN/m) =	44,861
Spinta terreno - sisma (kN/m) =	6,0639	Spinta terreno - sisma (kN/m) =	5,6679
Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	6,3831	Spinta sovrccarico - sisma (kN/m) =	5,9663
Spinta inerziale sisma (kN/m) =	2,8812	Spinta inerziale sisma (kN/m) =	2,8812
Baricentro fondazione (m) =	0,7	Baricentro fondazione (m) =	0,7
Braccio Peso muro + terreno (m) =	0	Braccio Peso muro + terreno (m) =	0
Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45	Braccio Peso sovraccarico (m) =	0,45
Momento in fondazione - valore di progetto (kNm/m) =	14,37	Momento in fondazione - valore di progetto (k	13,859
Eccentricità (m) =	0,3848	Eccentricità (m) =	0,4022
Base efficace - B* (m) =	0,6303	Base efficace - B* (m) =	0,5956
Inclinazione carico (°) =	17,8	Inclinazione carico (°) =	17,93
fattore inclinazione carico - igamma =	0,308	fattore inclinazione carico - igamma =	0,3044
Nq =	63,976	Nq =	63,976
Ngamma =	93,366	Ngamma =	93,366
qlimite (kN/m2) =	172,22	qlimite (kN/m2) =	160,83
Q limite (kN/m) =	108,55	Q limite (kN/m) =	95,796
FS(>1,2) =	2,2738 OK	FS(>1,2) =	2,1354 OK

#### **6.4 Considerazioni aggiuntive sull'area di sedime della pista di cantiere**

Come già discusso, l'area su cui sorgerà la pista di cantiere è segnalata essere un'area di frana inattiva. Non ci sono sondaggi geognostici disponibili nella zona della pista e tutte le considerazioni fatte e presentate in precedenza, da un punto di vista stratigrafico sono cautelative.

Nonostante la pista abbia carattere temporaneo si ritiene necessario un supplemento di indagine non solo geognostico, ma anche topografico da eseguire preliminarmente allo sviluppo della progettazione esecutiva.

Per quanto concerne l'approfondimento geognostico si rimanda alla relazione geologica Doc. Rif. [2] per i dettagli delle tipologie di indagini da eseguire. In questa sede si aggiunge anche la necessità di realizzare una campagna topografica mirata alla verifica delle geometrie del versante e quindi al migliore inserimento della pista nella morfologia dell'area.

A valle delle indagini sopra descritte sarà possibile, in sede di progettazione Esecutiva, confermare la posizione della pista di cantiere oppure modificarla in funzione dei risultati ottenuti dall'indagine.

## 7 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE PER L'ESECUZIONE DEGLI SCAVI PROVVISORIALI FINALIZZATI ALL'APPESANTIMENTO DELLA DIGA

### 7.1 Descrizione e calcoli di verifica degli interventi

La realizzazione degli interventi di appesantimento della diga prevede l'esecuzione di scavi a ridosso del paramento lato valle per consentire il corretto ammorsamento dei nuovi getti di appesantimento con l'attuale corpo diga.

Ci si riferisce alla sezione geologico-geotecnica 2-2 che viene di seguito ripresa.

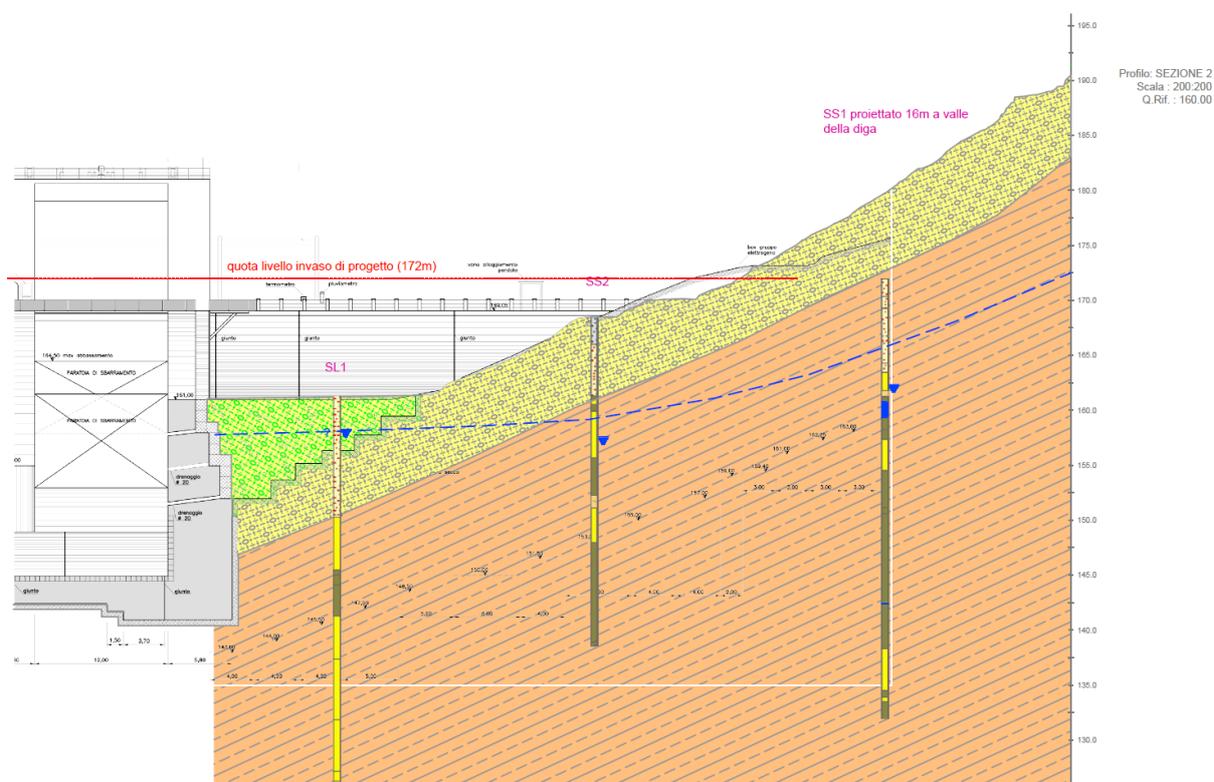


Figura 11 Sezione geologico-geotecnica 2-2

Il livello di falda rappresentato nella Figura 10 mette d'accordo le varie letture piezometriche disponibili nei vari piezometri presenti in spalla sinistra.

Pertanto, nelle considerazioni che seguono il livello di falda nella zona del terrapieno, e quindi, nell'area degli scavi per l'appesantimento, è stato assunto essere a 3 metri dal piano campagna.

Anziché aprire un grosso scavo che avrebbe comportato problemi sia di gestione dell'acqua, in quanto lo scavo sarebbe stato per la maggior parte sotto falda, che problemi di gestione dei volumi di materiale scavato, si è optato per eseguire degli scavi il più limitati possibili ed il più possibile adiacenti al paramento lato valle della diga.

Le massime profondità di scavo sono di 16 metri dall'attuale piano del terrapieno in corrispondenza del muro d'ala fino ad arrivare a 3-4 metri di scavo nella zona di ammorsamento nella spalla sinistra.

Realizzare un'opera di sostegno flessibile, una paratia, avrebbe reso necessario realizzare, nella zona con le massime altezze di scavo, uno o più livelli di puntonatura tra la paratia ed il paramento diga.

Questo avrebbe sollevato due ordini di complicazioni:

1. il paramento della diga non è verticale, ma è inclinato; pertanto le geometrie del sistema di puntamento avrebbe dovuto essere adattata in funzione della effettiva quota di installazione;
2. la presenza del sistema di puntoni avrebbe ostacolato le attività di cassetatura prima e getto poi degli appesantimenti in calcestruzzo limitando anche gli spazi operativi di lavoro in un ambiente già di per sé angusto.

Per ovviare a queste problematiche si è deciso di consolidare il terreno costituente il terrapieno al fine di ridurre le spinte sull'opera di sostegno.

Il terreno che forma il terrapieno è di natura granulare costituito da ghiaia e sabbia con poca frazione fine, una tipologia di terreno che ben si presta ad essere trattato con la tecnica del jet-grouting.

La realizzazione di colonne di terreno consolidato fa sì che, a seguito della cementazione, le spinte sulla paratia vengano fortemente ridotte se non annullate. Il terreno acquista una coesione data dalla cementazione e pertanto lo scavo si viene ad auto-sostenere fino al raggiungimento della altezza critica,  $H_c$ .

Per individuare l'altezza di autosostegno bisogna definire come caratterizzare il terreno consolidato. La via più semplice è quella di utilizzare la resistenza a compressione del terreno consolidato,  $\sigma_c$ , e caratterizzare la resistenza con un criterio alla Tresca, ovvero definendo una coesione non drenata  $c_u$  pari a:

$$c_u = \frac{\sigma_c}{2}$$

Ragionando quindi in tensioni totali si ottiene che il terreno consolidato che ha acquisito una coesione data dalla cementazione ha un'altezza di autosostegno pari a:

$$H_c = \frac{4 \times c_u}{\gamma} = \frac{2 \times \sigma_c}{\gamma}$$

Resta quindi da stabilire quale saranno i valori di resistenza a compressione e peso di volume del terreno consolidato.

A tal proposito ci si riferisce ad esperienze di letteratura, in particolare Belloni et al. (2007)<sup>1</sup>, Carnevale (2011)<sup>2</sup> e Carnevale et al. (2012)<sup>3</sup>.

Per colonne jet-grouting in terreni granulari si assume quindi:

- $\sigma_c = 4 \text{ MPa}$ ;
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Pertanto l'altezza di autosostegno dello scavo realizzato nel terreno consolidato risulta essere:

$$H_c = \frac{2 \times \sigma_c}{\gamma} = \frac{2 \times 4000 \text{ KPa}}{18 \text{ kN/m}^3} = 444 \text{ m}$$

È palese, quindi, che anche nel caso in cui si volesse applicare un fattore di sicurezza elevato, vista l'incertezza sulla effettiva resistenza a compressione che si riuscirà ad ottenere per il terreno

<sup>1</sup> Belloni L.G., Carnevale F., Grassi A., Leoni F., (2007), EFFICIENCY OF THE JET-GROUTING TECHNIQUE IN THE VENICE LAGOON SOILS (in italian), XXIII National Geotechnical Conference, Abano Terme, Conf. Proc., 471-483

<sup>2</sup> Carnevale F., (2011), GEOTECHNICAL EXPERIENCE FOR THE MOSE PROJECT: VENICE LAGOON WATER FLOW WEIR WORKS – SETTLEMENTS AND FOUNDATION SOIL IMPROVEMENT (in italian), PhD Thesis, University of Parma, Civil Engineering Department

<sup>3</sup> Carnevale F., Belloni L.G., Grassi A., (2012), EVALUATION OF GEOMETRY AND CHARACTERISTICS OF JET-GROUTING COLUMNS: AN ANALYTICAL APPROACH, 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, New Orleans (LA), Conf. Proc.

consolidato, i 16 metri di altezza di scavo da dover realizzare avendo un fattore di sicurezza pari a 27, risultano pienamente gestibili dall'intervento in jet grouting.

Resta infine il tema di individuare per quanti metri a monte della paratia bisogna estendere il trattamento di consolidamento.

Per fare ciò, si considera la situazione descritta nella figura che segue:

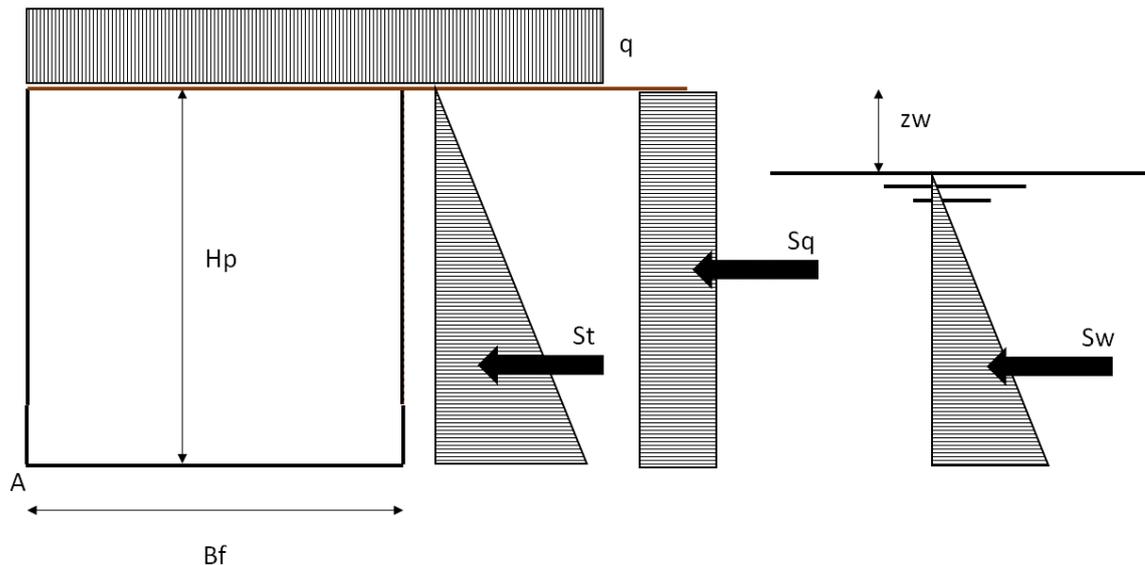


Figura 12 Schema statico per il dimensionamento dell'intervento con jet-grouting

Si considera che il volume di terreno trattato di dimensioni  $B_f \times H_p$  agisca come una struttura a gravità che deve essere in grado di gestire le spinte di terra ( $S_t$ ), acqua ( $S_w$ ) ed eventuali sovraccarichi di cantiere ( $S_q$ ).

Con questo, quindi, il dimensionamento viene eseguito ragionando come se il blocco di terreno trattato si comporti come un muro di sostegno a gravità.

Il terreno che va trattato è il materiale sciolto del riempimento e le colonne vanno estese fino ad incontrare la roccia.

Pertanto, il blocco di terreno consolidato appoggia direttamente sulla roccia. In tal senso quindi non si ravvisano problemi di capacità portante e le verifiche che vengono condotte sono quelle a ribaltamento e scorrimento.

## CALCOLO JET GROUTING COME MURO A GRAVITA' SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO - sezione con H scavo 16 metri

### DATI GEOMETRICI MURO

Bf (m) = 12,00  
 Hp (m) = 16,00

gamma jet (kN/m<sup>3</sup>) = 18  
 gamma terreno (kN/m<sup>3</sup>) = 18

Area jet (m<sup>2</sup>) = 192  
 Peso jet (kN/m) = 3456  
 X Baricentro jet (m) = 6  
 Y Baricentro jet (m) = 8

### CARATTERISTICHE TERRENO

Angolo attrito terreno di riempimento (°) = 40  
 Angolo attrito fondazione (°) = 40  
 Angolo attrito fondazione-jet (°) = 40

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m<sup>2</sup>) = 10  
 Coeff. Spinta attiva = 0,217443  
 St (kN/m) = 222,6615  
 Y spinta (m) = 5,333333  
 Sq (kN/m) = 278,3268  
 Y sovraccarico (m) = 8  
 hw (m) = 3  
 Sw (kN/m) = 845  
 Y w = 3,9

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) = 222,6615  
 coeff. Parziale  $\gamma_{g1}$  = 1,3  
 Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) = 289,4599  
 Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) = 278,3268  
 coeff. Parziale  $\gamma_{Q1}$  = 1,5  
 Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) = 417,4902

Spinta acqua - permanente sfavorevole (kN/m) = 845  
 coeff. Parziale  $\gamma_{g1}$  = 1,3  
 Spinta acqua - valore di progetto (kN/m) = 1098,5  
 Momento ribaltante di progetto (kN/m) = 9167,858  
 Momento stabilizzante di progetto (kN/m) = 20736  
 FS = 2,261815 > 1,15 OK

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m) = 3456  
 coeff. Parziale  $\gamma_{g1}$  = 1  
 Azione assiale - valore di progetto (kN/m) = 3456  
 Taglio resistente di progetto (kN/m) = 2899,928  
 Spinta terreno agente - perm. Sfav. (kN/m) = 222,6615  
 coeff. Parziale  $\gamma_{g1}$  = 1,3  
 Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) = 289,4599  
 Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) = 278,3268  
 coeff. Parziale  $\gamma_{Q1}$  = 1,5  
 Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) = 417,4902  
 Spinta acqua. Val. di progetto (kN/m) = 1098,5  
 Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) = 1805,45  
 FS = 1,606208 > 1,1 OK

## CALCOLO JET GROUTING COME MURO A GRAVITA' SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO - sezione con H scavo 13,5 metri

### DATI GEOMETRICI MURO

Bf (m) =	10,00
Hp (m) =	13,50
gamma jet (kN/m <sup>3</sup> ) =	18
gamma terreno (kN/m <sup>3</sup> ) =	18
Area jet (m <sup>2</sup> ) =	135
Peso jet (kN/m) =	2430
X Baricentro jet (m) =	5
Y Baricentro jet (m) =	6,75

### CARATTERISTICHE TERRENO

Angolo attrito terreno di riempimento (°) =	40
Angolo attrito fondazione (°) =	40
Angolo attrito fondazione-jet (°) =	40

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,217443
St (kN/m) =	158,5158
Y spinta (m) =	4,5
Sq (kN/m) =	396,2896
Y sovraccarico (m) =	6,75
hw (m) =	3
Sw (kN/m) =	551,25
Y w =	3,15

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	158,5158
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	206,0706
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	396,2896
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	594,4343
Spinta acqua - permanente sfavorevole (kN/m) =	551,25
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta acqua - valore di progetto (kN/m) =	716,625
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	7197,118
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	12150
FS =	1,688176 > 1,15

OK

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m) =	2430
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	2430
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	2039,012
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	158,5158
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	206,0706
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	396,2896
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	594,4343
Spinta acqua. Val. di progetto (kN/m) =	716,625
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	1517,13
FS =	1,343993 > 1,1

OK

## CALCOLO JET GROUTING COME MURO A GRAVITA' SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO - sezione con H scavo 11,5 metri

### DATI GEOMETRICI MURO

Bf (m) =	8,50
Hp (m) =	11,50
gamma jet (kN/m <sup>3</sup> ) =	18
gamma terreno (kN/m <sup>3</sup> ) =	18
Area jet (m <sup>2</sup> ) =	97,75
Peso jet (kN/m) =	1759,5
X Baricentro jet (m) =	4,25
Y Baricentro jet (m) =	5,75

### CARATTERISTICHE TERRENO

Angolo attrito terreno di riempimento (°) =	40
Angolo attrito fondazione (°) =	40
Angolo attrito fondazione-jet (°) =	40

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,217443
St (kN/m) =	115,0273
Y spinta (m) =	3,833333
Sq (kN/m) =	287,5681
Y sovraccarico (m) =	5,75
hw (m) =	3
Sw (kN/m) =	361,25
Y w =	2,55

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	115,0273
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	149,5354
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	287,5681
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	431,3522
Spinta acqua - permanente sfavorevole (kN/m) =	361,25
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta acqua - valore di progetto (kN/m) =	469,625
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	4251,038
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	7477,875
FS =	1,75907 > 1,15

OK

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN/m) =	1759,5
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	1759,5
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	1476,396
Spinta terreno agente - perm. Sfav. (kN/m) =	115,0273
coeff. Parziale $\gamma_g1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	149,5354
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	287,5681
coeff. Parziale $\gamma_{Q1}$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	431,3522
Spinta acqua. Val. di progetto (kN/m) =	469,625
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	1050,513
FS =	1,405405 > 1,1

OK

## CALCOLO JET GROUTING COME MURO A GRAVITA' SECONDO NTC2018 IN CAMPO STATICO - sezione con H scavo 11,0 metri

### DATI GEOMETRICI MURO

Bf (m) =	8,00
Hp (m) =	11,00
gamma jet (kN/m3) =	18
gamma terreno (kN/m3) =	18
Area jet (m2) =	88
Peso jet (kN/m) =	1584
X Baricentro jet (m) =	4
Y Baricentro jet (m) =	5,5

### CARATTERISTICHE TERRENO

Angolo attrito terreno di riempimento (°) =	40
Angolo attrito fondazione (°) =	40
Angolo attrito fondazione-jet (°) =	40

### CALCOLO STATICO

#### CALCOLO SPINTE

Sovraccarico q (kN/m2) =	20
Coeff. Spinta attiva =	0,217443
St (kN/m) =	105,2423
Y spinta (m) =	3,666667
Sq (kN/m) =	263,1058
Y sovraccarico (m) =	5,5
hw (m) =	3
Sw (kN/m) =	320
Y w =	2,4

#### VERIFICA RIBALTAMENTO

Spinta terreno - perm. Sfav. (kN/m) =	105,2423
coeff. Parziale $\gamma g1$	1,3
Spinta terreno - valore di progetto (kN/m) =	136,815
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	263,1058
coeff. Parziale $\gamma Q1$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	394,6587
Spinta acqua - permanente sfavorevole (kN/m) =	320
coeff. Parziale $\gamma g1$	1,3
Spinta acqua - valore di progetto (kN/m) =	416
Momento ribaltante di progetto (kN/m) =	3670,678
Momento stabilizzante di progetto (kN/m) =	6336
FS =	1,726112 > 1,15

OK

#### VERIFICA SCORRIMENTO

Azione assiale in fondazione - perm. favorevole (kN//m) =	1584
coeff. Parziale $\gamma g1$	1
Azione assiale - valore di progetto (kN/m) =	1584
Taglio resistente di progetto (kN/m) =	1329,134
Spinta terreno agente - perm. Sfav.(kN/m) =	105,2423
coeff. Parziale $\gamma g1$	1,3
Spinta terreno agente - valore di progetto (kN/m) =	136,815
Spinta sovraccarico - var. sfav. (kN/m) =	263,1058
coeff. Parziale $\gamma Q1$	1,5
Spinta sovraccarico - val. di progetto (kN/m) =	394,6587
Spinta acqua. Val. di progetto (kN/m) =	416
Taglio in fondazione - valore di progetto (kN/m) =	947,4738
FS =	1,402819 > 1,1

OK

Sulla base dei calcoli su esposti, si può considerare:

Altezza di scavo (m)	Tratto di terreno consolidato a monte dalla paratia – Bf (m)
16	12
13,5	10
11,5	8,5
11	8

Per la sezione con altezza di scavo maggiore viene eseguito un modello FEM finalizzato alla verifica dello stato di sforzo nel terreno trattato.

Nel modello, sempre sulla base dei dati di letteratura prima citati, si assume un modulo elastico del jet-grouting pari a 500 MPa.

Per il terreno del terrapieno e la roccia di base si è fatto riferimento alla Tabella 1 e alla Tabella 2.

Si è considerato che poiché lo scavo è delimitato dal jet-grouting, dal paramento della diga e dalla roccia di fondazione esso possa essere tenuto asciutto abbastanza facilmente con una pompa sommersa da installare a fondo scavo.

Pertanto, la condizione al contorno idraulica per lo scavo considera che l'acqua sia sul fondo scavo stesso e che la piezometrica all'interno del jet-grouting si raccordi tra il livello del fondo scavo e il livello di falda nel terrapieno assunto, come detto, a 3 metri dal piano campagna.

La Figura 13 mostra gli spostamenti totali a fine scavo, si osserva come si stia parlando di al più 6 millimetri nella parte alta del jet grouting, mentre localmente nel terreno a monte del tratto di terreno trattato si arrivi a 7.6 millimetri. Gli spostamenti risultano quindi decisamente esigui.

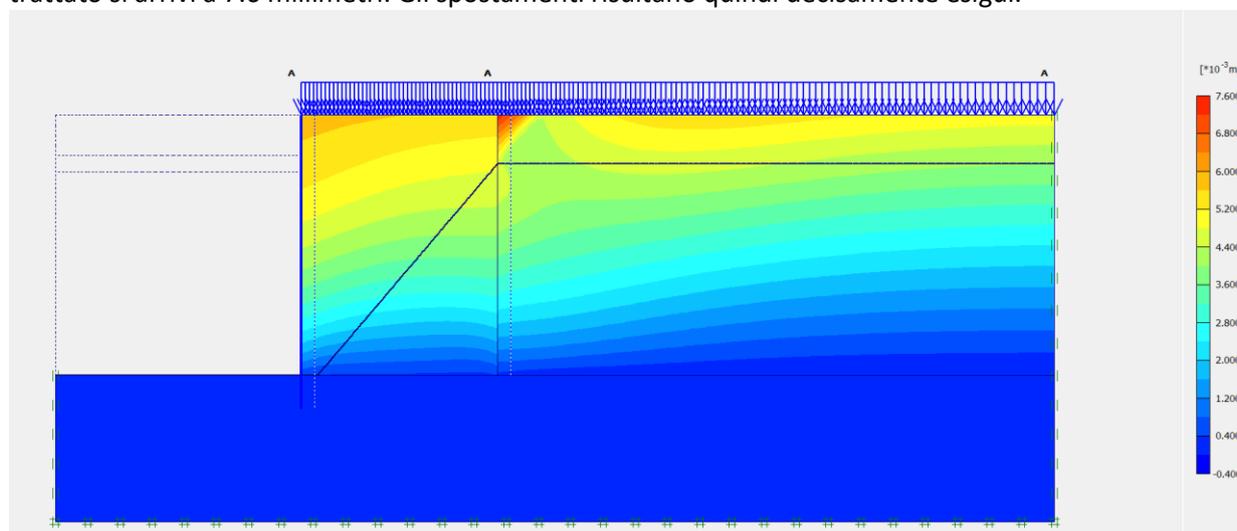


Figura 13 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM - Spostamenti totali

La Figura 14 mostra la mesh deformata dove si vede la rotazione lato scavo del volume di terreno trattato con jet-grouting. Conseguentemente a tale deformata la Figura 15 mostra i punti plastici, ovvero quei punti della mesh che hanno raggiunto l'involuppo a rottura.

È interessante notare come nel jet-grouting non vi siano punti a rottura e come i punti plastici siano in corrispondenza del cuneo di spinta attiva a monte del volume consolidato e in corrispondenza dell'attivazione di una spinta passiva al piede del volume di trattato.

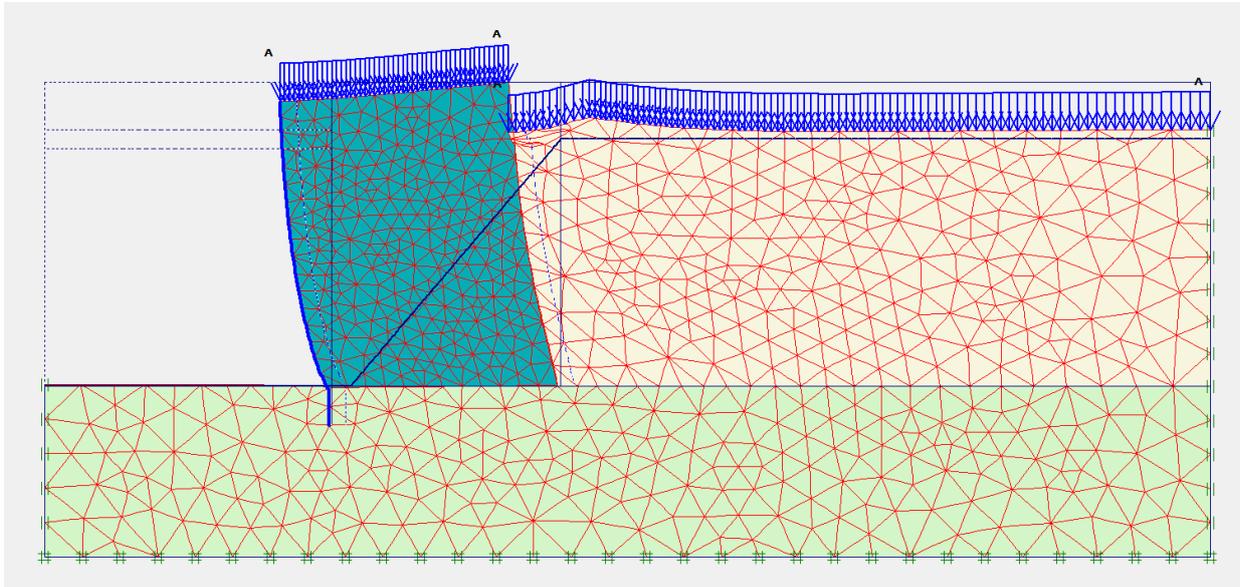


Figura 14 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM – Mesh deformata

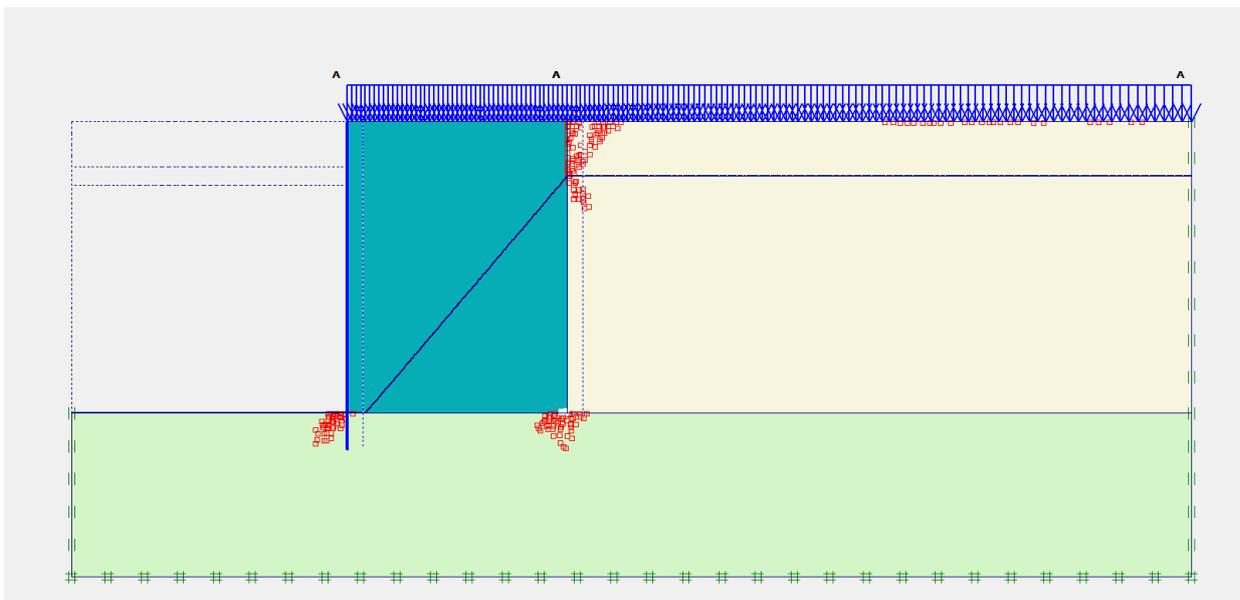


Figura 15 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM – Punti plastici

A riprova del fatto che la mobilitazione degli sforzi di taglio nel terreno consolidato sia bassa si riporta in Figura 16 il rapporto tra lo sforzo di taglio mobilitato e quello a rottura. Si osserva di nuovo come nel jet-grouting il grado di mobilitazione sia inferiore a 0.2, ovvero il fattore di sicurezza è superiore a 5.

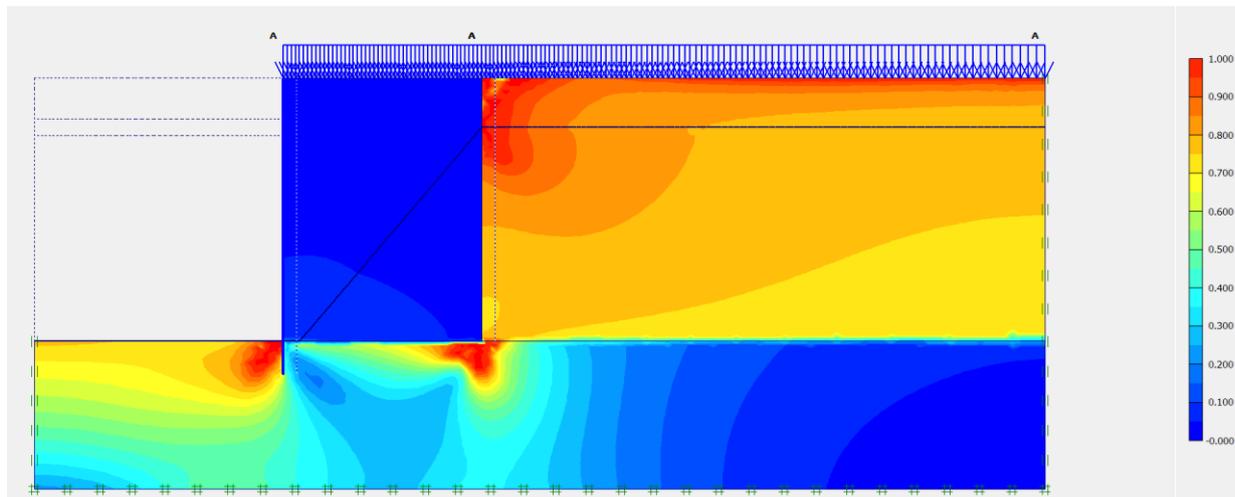


Figura 16 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM – Mobilitazione degli sforzi di taglio

La Figura 17 mostra la verifica di stabilità globale dell'insieme scavo-jet grouting – terrapieno. Si vede molto bene la superficie critica individuata dal programma la quale presenta un fattore di sicurezza pari a 1.61, maggiore del valore minimo di 1.375 imposto dalle NTC18.

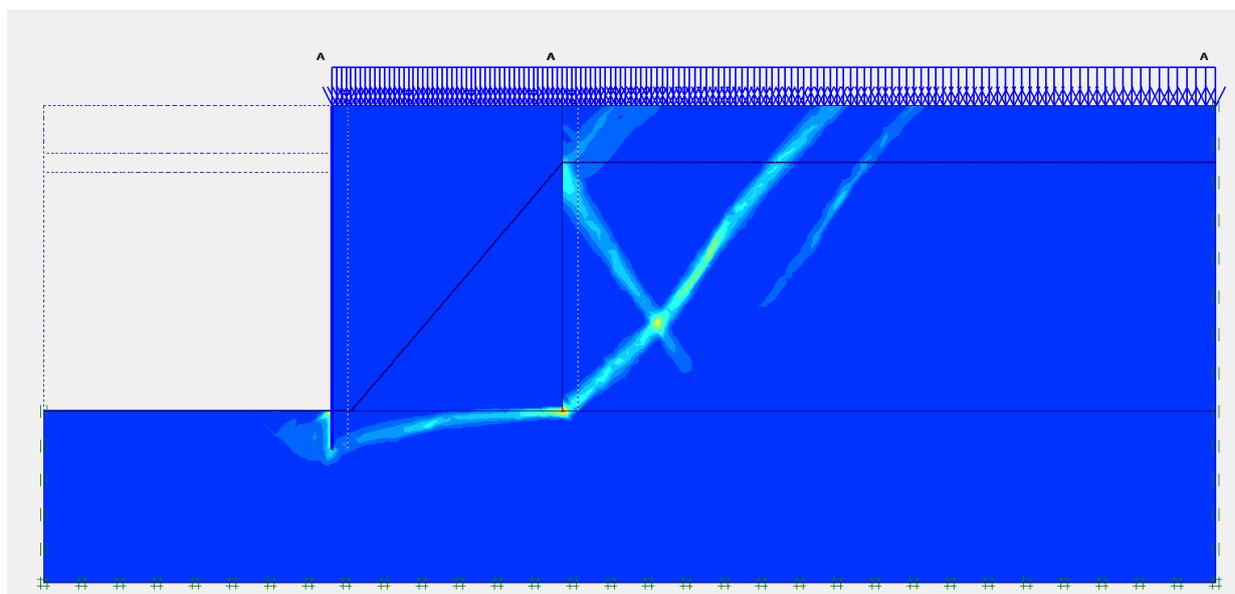


Figura 17 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM – Stabilità globale – identificazione della superficie critica – FS =1.61

Infine, nella Figura 18 si è considerato il sisma applicando un valore di accelerazione pari a 0,11g in congruenza con quanto fatto per i muri di sostegno della pista di cantiere (opere provvisoriale con vita nominale 10 anni) avendo però in questo caso un suolo di categoria A (roccia) e un fattore di amplificazione topografica unitario visto che la superficie del terrapieno è orizzontale. È stato poi considerato un fattore  $\beta_s=0,38$ .

Il fattore di sicurezza ottenuto è pari a 1.44, maggiore del valore minimo di 1.2 prescritto dalle NTC18.

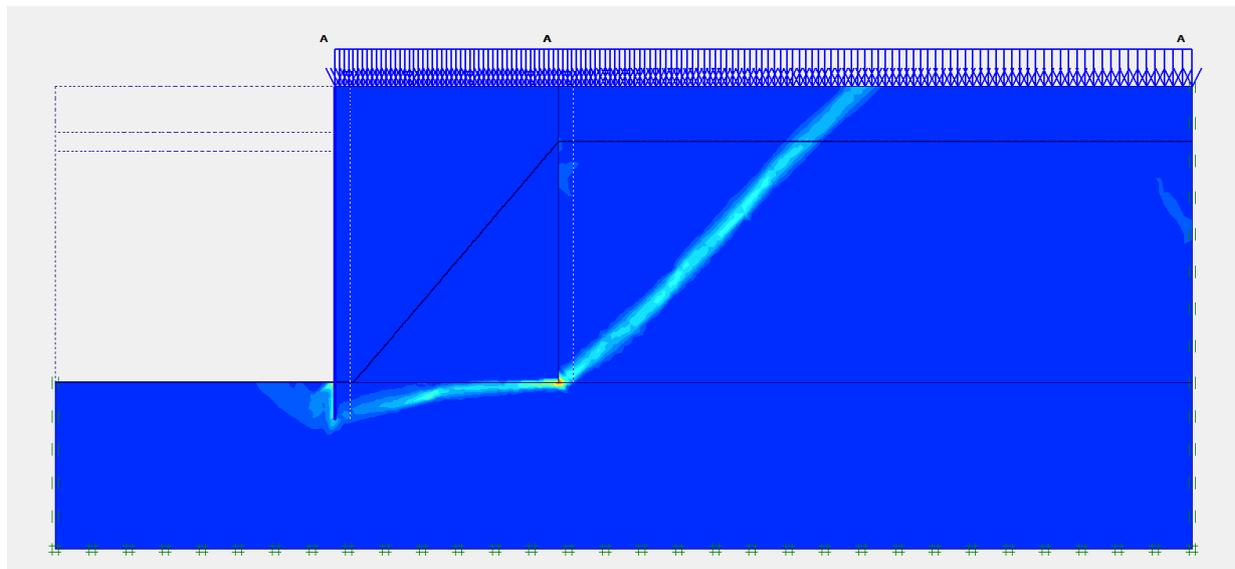


Figura 18 Consolidamento del terreno con jet-grouting - Modello FEM - Stabilità globale con sisma - identificazione della superficie critica - FS =1.44

In conclusione, quindi, l'intervento di consolidamento appare idoneo a reggere lo scavo sia in campo statico che sismico.

## 7.2 Prescrizioni particolari sull'esecuzione delle colonne jet-grouting

Le colonne di terreno consolidato con la tecnica del jet-grouting vengono create a seguito dell'iniezione ad alta energia di una miscela acqua/cemento nel terreno da trattare.

Le pressioni di iniezione sono considerevoli e se la pressione interna alla cavità in formazione è troppo alta c'è il rischio che si verifichi la fratturazione idraulica del terreno (o claquage). Tale fenomeno è particolarmente pericoloso, non tanto perché il suo verificarsi può portare a difetti nella colonna di terreno consolidata quanto perché queste pressioni possono viaggiare nel terreno ed arrivare in corrispondenza delle opere esistenti danneggiandole provocando cedimenti o anche sollevamenti delle stesse.

Vista la delicatezza dell'ambiente che circonda il terrapieno, da una parte la diga e dall'altra il muro d'ala è imperativo evitare il verificarsi della fratturazione idraulica. Questo implica che la pressione della cavità che costituirà poi la colonna di terreno consolidato, deve essere controllata in maniera sistematica.

La pressione della cavità in formazione può essere controllata solo attraverso la garanzia che vi sia un'intercapedine di connessione tra la profondità a cui avviene l'iniezione e il piano campagna. Tale intercapedine costituisce una via preferenziale di sfogo delle pressioni e porta alla luce il cosiddetto spurgo che di fatto altro non è che terreno e miscela cementizia.

L'intercapedine tra l'asta di gettiniezione ed il terreno può crollare specialmente trattandosi di materiali granulari. L'ostruzione dell'intercapedine porta a non sfogare le pressioni della cavità con conseguente perdita per fratturazione. Quindi il punto fondamentale è garantire l'apertura dell'intercapedine durante tutte le operazioni di gettiniezione.

Diversi accorgimenti si possono adottare: il primo consiste nell'iniettare una miscela bentonitica nella fase di discesa del monitor in modo da garantire la stabilità delle pareti del foro. Tale accorgimento però può lasciare ancora alee di incertezza in quanto non è detto che sia sufficiente a garantire la stabilità delle pareti. Il secondo accorgimento, certamente più efficace e che dà maggiori garanzie è l'installazione di un rivestimento in PVC una volta eseguito il foro e raggiunta la quota di inizio colonna.

Il tubo in PVC da una parte garantisce la continua apertura dell'intercapedine e quindi lo sfogo delle pressioni, dall'altra ha una resistenza bassa e si rompe facilmente con la pressione del getto senza quindi pregiudicare la formazione della colonna di terreno consolidato.

Pertanto, si prescrive l'uso del rivestimento in PVC durante l'esecuzione di tutte le colonne di jet-grouting e contemporaneamente si prescrive la verifica della continuità di fuoriuscita dello spurgo al piano campagna. Tale continuità garantirà il controllo delle sovrappressioni pericolose. Qualora si verificassero interruzioni nella risalita a giorno dello spurgo sarà necessario interrompere le attività di iniezione e verificare l'apertura dell'intercapedine e quindi la possibilità per le pressioni di sfogare verso il piano campagna.

Ulteriore tema su cui si dovrà porre attenzione è la raccolta dello spurgo una volta che questo ha raggiunto il piano campagna.

Al fine di evitare che lo spurgo finisca sul piano di lavoro andando a sporcare il cantiere e l'area di lavoro si considera di utilizzare un preventer da installare in testa al rivestimento del foro come mostrato nella figura che segue. Lo spurgo verrà poi raccolto in apposite vasche tramite condotte simili a quelle evidenziate in figura.



a)



b)

Figura 19 Esecuzione delle colonne je-grouting: uso del preventer e condotte per convogliare lo spurgo nelle vasche di raccolta

I parametri di gettiniezione verranno definiti a seguito del campo prova di cui si parlerà nel paragrafo seguente.

Durante le fasi di iniezione, però, dovranno essere monitorati le seguenti grandezze:

- pressione di iniezione;
- volume di miscela iniettata;
- velocità di risalita;
- velocità di rotazione del monitor;
- volume dello spurgo;
- verticalità della colonna misurata in fase di risalita.

Il monitor andrà pertanto dotato della strumentazione Jean-Lutz che consentirà la verifica e la misura di tutti i parametri sopra elencati.

Lo spurgo verrà raccolto in opportune vasche e poi portato a scarica. Sullo spurgo verranno eseguiti prelievi per misure di peso di volume e resistenza a compressione monoassiale a 7 e 14 giorni.

### 7.3 Campo prova di gettiniezione

Nelle prime fasi della cantierizzazione e comunque preliminarmente all'inizio delle attività di gettiniezione andrà eseguito un campo prova atto a definire quali siano i parametri di iniezione ottimali e necessari a garantire le caratteristiche fisicomeccaniche delle colonne in progetto.

L'obiettivo del trattamento è realizzare colonne di terreno consolidato che abbiano le seguenti caratteristiche:

1. Peso di volume 18 kN/m<sup>3</sup>;
2. Resistenza a compressione 4 MPa;
3. Modulo elastico 500 MPa;
4. Diametro nominale minimo 1200 mm.

I parametri di gettiniezione andranno quindi definiti in modo da garantire il raggiungimento delle caratteristiche di cui sopra.

Si eseguiranno pertanto 4 colonne di prova realizzate tutte con tecnologia monofluido.

Si eviterà assolutamente l'utilizzo di aria in pressione che potrebbe viaggiare in maniera incontrollata nel terreno e provocare danni alle opere circostanti.

Si valuterà al più la possibilità di utilizzare un prelavaggio con acqua in risalita in modo da garantire i diametri minimi richiesti. Va evidenziato che l'uso di acqua di prelavaggio ha come effetto la riduzione del peso di volume e della resistenza a compressione pertanto il suo utilizzo andrà bene valutato sulla base dei risultati del campo prova.

Delle 4 colonne di prove 1 colonna avrà il prelavaggio, mentre le altre no.

Indicativamente si indicano le seguenti pressioni:

1. Colonna 1:
  - Monofluido con prelavaggio;
  - Pressione acqua di prelavaggio: 40 MPa;
  - Pressione miscela: 25 MPa;
  - numero ugelli acqua: 2;
  - numero ugelli miscela: 2;
  - diametro ugelli: 2.5 mm;
  - lifting step: 5 cm;
  - time step: 4 s;

velocità di rotazione: 15 giri/min.

2. Colonna 2:  
Monofluido;  
Pressione miscela: 35 MPa;  
numero ugelli miscela: 2;  
diametro ugelli: 2.5 mm;  
lifting step: 5 cm;  
time step: 4 s;  
velocità di rotazione: 15 giri/min.
3. Colonna 3:  
Monofluido;  
Pressione miscela: 40 MPa;  
numero ugelli miscela: 2;  
diametro ugelli: 2.5 mm;  
lifting step: 5 cm;  
time step: 4 s;  
velocità di rotazione: 15 giri/min.
4. Colonna 4:  
Monofluido;  
Pressione miscela: 45 MPa;  
numero ugelli miscela: 2;  
diametro ugelli: 2.5 mm;  
lifting step: 5 cm;  
time step: 4 s;  
velocità di rotazione: 15 giri/min.

I parametri sopra indicati sono di riferimento e nelle fasi di progettazione esecutiva potranno essere ulteriormente affinati.

Dopo 7 giorni dall'esecuzione delle colonne si provvederà ad eseguire dei carotaggi sulle colonne stesse finalizzati a prelevare provini di terreno consolidato su cui effettuare le seguenti prove:

- a. Misura del peso di volume;
- b. Resistenza a compressione monoassiale ELL con misura del modulo elastico.

Se possibile le colonne nella parte sommitale verranno scoperte al fine di misurarne l'effettivo diametro. Le colonne inizieranno alla quota del substrato roccioso e si fermeranno 2 metri al di sotto del piano campagna.

## 8 CONCLUSIONI

Il report ha trattato la definizione, il dimensionamento e la verifica delle opere temporanee necessarie alla realizzazione dei lavori.

Si sono presentate le opere di sostegno necessarie alla realizzazione della pista di cantiere e si è illustrato il consolidamento dei terreni del terrapieno in spalla sud per la realizzazione degli scavi finalizzati all'appesantimento della diga.

Per quanto concerne la pista di cantiere si fa presente nuovamente quanto illustrato al paragrafo 6.4. L'area su cui sorgerà la pista di cantiere è segnalata essere un'area di frana inattiva. Non ci sono sondaggi geognostici disponibili nella zona della pista e tutte le considerazioni fatte e presentate in precedenza, da un punto di vista stratigrafico sono cautelative.

Nonostante la pista abbia carattere temporaneo si ritiene necessario un supplemento di indagine non solo geognostico, ma anche topografico da eseguire preliminarmente allo sviluppo della progettazione esecutiva.

A valle delle indagini sopra descritte sarà possibile, in sede di progettazione Esecutiva, confermare la posizione della pista di cantiere oppure modificarla in funzione dei risultati ottenuti dall'indagine.

Per l'intervento in jet-grouting finalizzato alla riduzione delle spinte e alla stabilità degli scavi provvisori per l'appesantimento della diga si risottolinea quanto indicato al paragrafo 7.2.

Vista la delicatezza dell'ambiente che circonda il terrapieno, da una parte la diga e dall'altra il muro d'ala è imperativo evitare il verificarsi della fratturazione idraulica nel terreno di fondazione a seguito delle attività di gettiniezione. Questo implica che la pressione della cavità che costituirà poi la colonna di terreno consolidato, deve essere controllata in maniera sistematica.

La pressione della cavità in formazione può essere controllata solo attraverso la garanzia che vi sia un'intercapedine di connessione tra la profondità a cui avviene l'iniezione e il piano campagna.

Il sistema più efficace e che dà maggiori garanzie in tal senso è l'installazione di un rivestimento in PVC una volta eseguito il foro e raggiunta la quota di inizio colonna.

Il tubo in PVC da una parte garantisce la continua apertura dell'intercapedine e quindi lo sfogo delle pressioni, dall'altra ha una resistenza bassa e si rompe facilmente con la pressione del getto senza quindi pregiudicare la formazione della colonna di terreno consolidato.

Pertanto, si prescrive l'uso del rivestimento in PVC durante l'esecuzione di tutte le colonne di jet-grouting e contemporaneamente si prescrive la verifica della continuità di fuoriuscita dello spurgo al piano campagna.

Infine, si rimanda alla necessità di eseguire un campo prova per la definizione dei parametri di gettiniezione così come descritto al paragrafo 7.3.