

Committente

tecnici

Progetto definitivo

committente	FRI-EL S.p.a. Piazza della Rotonda 2 I-00186 Roma (RM)		
progetto	Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio denominato "Gravina - Serra del Corvo" e relative opere connesse ed infrastrutture indispensabili avente potenza pari a 200 MW nei Comuni di Genzano di Lucania (PZ) e Gravina in Puglia (BA)		
contenuto	Relazione geotecnica		
redatto	modificato		scala
skav 20.12.2021	a	skav 12.07.2022	Revisione B
controllato	b		
wag 20.07.2022	c		
elaborato n.	PD-R.5		
pagine 28	n. progetto 21-208	21_208_PSW_Gravinaleinr1\text\PD-R.5_Relazione_geotecnica_04.docx	

GM

Studio di Geologia Applicata e Geofisica Applicata

Dott. Geol. Gianpiero Monti

Dott. Geol. Gianpiero Monti

Via C. Battisti 21 – 83053 Sant'Andrea di Conza (AV)

tel. +39 0827 35 247

gianpiero.monti@alice.it



BETTIOL ING. LINO SRL
Società di Ingegneria

S.L.: Via G. Marconi 7 - 31027 Spresiano (TV)
S.O.: Via Panà 56ter - 35027 Noventa Padovana (PD)
Tel. 049 7332277 - Fax. 049 7332273
E-mail: bettiolinglinosrl@legalmail.it

patzschepartner

E N G I N E E R S

Ingegneri Patzschneider & Partner S.r.l.

i-39024 mals/malles (bz) - glurnserstraße 5/k via glorenza

i-39100 bozen/bolzano - negrellistraße 13/c via negrelli

a-6130 schwaz - mindelheimerstraße 6

tel. +39 0473 83 05 05 – fax +39 0473 83 53 01

info@ipp.bz.it – www.patzschneiderpartner.it

Indice

1. Introduzione	2
1.1 Committente	2
1.2 Studi tecnici incaricati	2
2. Introduzione	3
2.1 Dati censiti	3
2.2 Breve descrizione del progetto	4
3. Inquadramento geologico	5
3.1 Aspetti generali	5
3.2 Geomorfologia	6
3.3 Individuazione delle unità geotecniche	7
4. Classificazione geotecnica	9
4.1 Premessa	9
4.2 Classificazione geotecnica dei terreni	9
4.3 Liquefazione dei terreni a grana fine	9
5. Opera centrale	10
5.1 Introduzione	10
5.2 Verifiche geotecniche	12
5.2.1 Parametri geotecnici determinati	13
5.2.2 Prima valutazione della profondità di infissione dei diaframmi	13
5.2.3 Modello geotecnico di simulazione	15
5.2.4 Metodologia di analisi	19
5.2.5 Fasi di simulazione	19
5.3 Risultati	19
6. Opere accessorie	24
6.1 Torrino piezometrico	24
6.2 Pozzo di deviazione	25
6.3 Opere di presa e scarico	25
7. Bacino di monte	25
8. Conclusioni	28

1. Introduzione

1.1 Committente

FRI-EL S.p.a.

Piazza della Rotonda 2

I-00186 Roma (RM)

1.2 Studi tecnici incaricati

Coordinatore di progetto:

Dr. Ing. Walter Gostner

Ingegneri Patscheider & Partner S.r.l.

Opere civili ed idrauliche

Ingegneri Patscheider & Partner Srl

Via Glorenza 5/K

39024 Malles (BZ)

Responsabile opere idrauliche:

Responsabile opere civili:

Coordinamento interno:

Progettisti:

Via Negrelli 13/C

39100 Bolzano (BZ)

Dott. Ing. Walter Gostner

Dott. Ing. Ronald Patscheider

Dott. Ing. Corrado Lucarelli

Dott. Ing. David Di Pauli

MSc Alex Balzarini

Dr. For. Giulia Bisoffi

Geom. Stefania Fontanella

Geom. Luciano Fiozzi

Geologia e geotecnica

Consulenti specialistici:

Dr. Geol. Gianpiero Monti

Via C. Battisti 21

I-83053 Sant'Andrea di Conza (AV)

Opere elettriche – Impianto Utente per la Connessione

Progettista e consulente specialista:

Bettiol Ing. Lino S.r.l.

Dr.ssa Ing. Giulia Bettiol

Società di Ingegneria

Via G. Marconi 7

I-31027 Spresiano (TV)

2. Introduzione

La presente relazione geotecnica, sviluppata in collaborazione con la SKAVA Consulting ZT srl di Innsbruck – Austria, integra il progetto definitivo relativo alla realizzazione dell'impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio denominato "Gravina - Serra del Corvo" e relative opere connesse ed infrastrutture indispensabili avente potenza pari a 200 MW nei Comuni di Genzano di Lucania (PZ) e Gravina in Puglia (BA). Le analisi di seguito presentate trattano i seguenti argomenti:

- classificazione dei terreni in sito esaminando le risultanze delle campagne di indagine effettuate nel 2021 (valutazione generale dei suoli presenti, valutazione dei suoli presenti in confronto al rischio di liquefazione del suolo / all'idoneità in rispetto alle opere di progetto);
- valutazione delle interazioni tra terreno e le opere costruttive afferenti al progetto.

2.1 Dati censiti

Per la redazione del presente documento sono stati analizzati i seguenti dati di base:

- **Sondaggi geognostici:** prove SPT in foro, prove di permeabilità e sondaggi sismici MASW;
- **Sondaggi tomografici geoelettrici.**



Figura 2.1. Ubicazione dei sondaggi geognostici S1-S6 e delle tomografie elettriche galvaniche gra_TEV1- gra_TEV 4.

Si rimanda altresì ai seguenti elaborati e tavole di progetto:

- PD-R.6 – Relazione geologica e idrogeologica;

- PD-R.20.1 – Relazione indagini e monitoraggio (con allegati) – sito;
- PD-R.20.2 – Relazione indagini e monitoraggio (con allegati) – laboratorio;

Inoltre si fa riferimento ai seguenti testi normativi e di letteratura.

- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC 2018 e ss.mm.ii;
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, (2022). *Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben*. Ernst & Sohn;
- R. Heissenberger, J. Benedikt, G. Mauerhofer, Tunnel Untersammelsdorf, (2014). *Erweiterte Planungsstrategie für Stützmaßnahmen im “Seeton”*. Christian Veder Kolloquium, Graz

Il software utilizzato per le analisi 3D agli elementi finiti è lo seguente:

- PLAXIS 3D V21, Bentley.

2.2 Breve descrizione del progetto

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo impianto idroelettrico di accumulo idroelettrico a pompaggio puro situato al confine tra le Province di Potenza e Bari e dei Comuni di Gravina in Puglia (BZ) e Genzano di Lucania (PZ), in località Serra del Corvo. L’invaso di valle è già esistente (Diga del Basentello) ed è gestito da EIPLI esclusivamente per fini irrigui. È prevista la realizzazione di un nuovo vaso di monte in contrada S. Antonio nel Comune di Gravina in Puglia, che sarà collegato all’invaso di Serra del Corvo tramite un sistema di condotte forzate interrate. In corrispondenza dell’invaso di Serra del Corvo, in orografica sinistra, saranno realizzate la centrale di generazione e pompaggio, le bocche di presa e restituzione e la sottostazione elettrica di trasformazione, entrambe realizzate interrate.

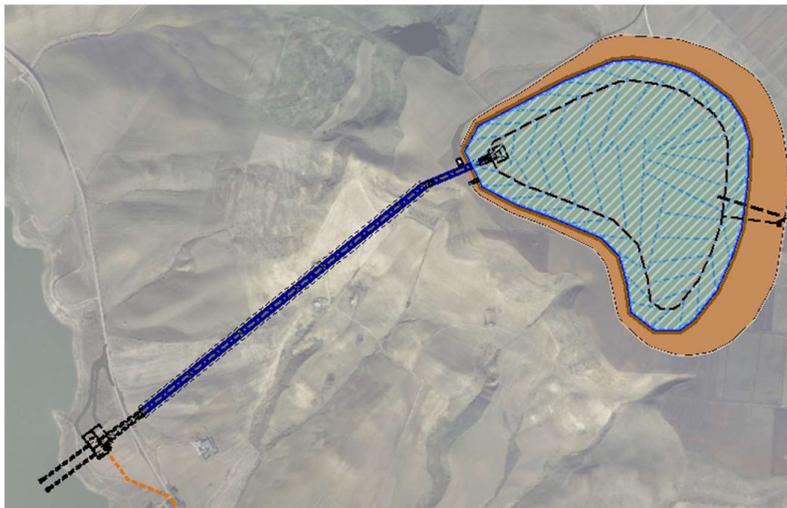


Figura 2.2. Estratto della planimetria di progetto delle opere di impianto.

3. Inquadramento geologico

Nel presente capitolo si riporta una breve sintesi dell'inquadramento geologico dell'area di progetto. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato PD-R.6 – Relazione geologica e idrogeologica.

3.1 Aspetti generali

La zona oggetto d'intervento è collocata al confine tra la Puglia e la Basilicata, in un'area a topografia caratterizzata da modesti e piatti rilievi, intervallati da ampie aree vallive, che corrisponde, dal punto di vista geologico, al settore sud - orientale della Fossa Bradanica, un bacino di sedimentazione di età pliocenica - pleistocenica situato tra il margine esterno già deformato della catena sud - appenninica e l'Avampaese Apulo - Garganico. La Fossa Bradanica si estende per circa 200 km tra il F. Fortore ed il Golfo di Taranto, con una direzione NW - SE e con un'ampiezza variabile tra circa 15 - 20 km nella zona a nord del F. Ofanto, fino a circa 60 km in prossimità della costa ionica. Verso nord, tale morfotipo geologico, dopo il F. Fortore, si raccorda con l'Avanfossa Padano - Adriatica, mentre verso sud prosegue nel Golfo di Taranto. Dal punto di vista geologico, le avanfosse costituiscono dei bacini di sedimentazione che si formano tra il fronte di una catena in sollevamento ed il settore di avampaese non ancora interessato e coinvolto dai processi orogenetici.



Figura 3.1. Ubicazione delle opere di progetto su stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000. F°188 – Gravina di Puglia

3.2 Geomorfologia

L'area oggetto d'intervento, dal punto di vista dell'evoluzione geomorfologica, è strettamente connessa con le caratteristiche litologiche e strutturali dei terreni affioranti, facenti capo ai termini geologici clastici della Fossa Bradanica. Tale area è caratterizzata da morfologie, nel complesso, dolci e regolari. L'elemento fisiografico particolare e distintivo dell'area è rappresentato dai rilievi collinari di tipo tabulare con sommità sub – pianeggiante, che vanno a costituire delle dorsali poste a quote comprese tra 400 – 600 m s.l.m., separate da ampie vallate incise dai corsi d'acqua. Nell'area le dorsali più importanti sono quelle di Serro della Battaglia (468 m s.l.m.) e di Monte Marano (495 m s.l.m.). Tra le due dorsali scorre il T. Basentello.

Il rilievo di Monte Marano, in relazione alle sue condizioni litostratigrafiche e giacaturali, è contrassegnato da caratteristiche geomorfologiche legate a processi di erosione differenziale.

In particolare, la sommità a morfologia sub – pianeggiante di tale dorsale, nella sua parte alta costituita prevalentemente da sedimenti clastici di natura sabbioso – limosa ed arenacea - sabbiosa con lenti di conglomerati a giacitura sub – orizzontale (sabbie di Monte Marano), è delimitata nel suo settore occidentale da un gradino di morfo-selezione, per la presenza verso i settori di versante topograficamente più bassi, di affioramenti argillosi - siltosi e sabbiosi (Argille di Gravina), che danno origine ad una morfologia caratterizzata da pendenze meno importanti.

3.3 Individuazione delle unità geotecniche

Le indagini utilizzate e fatte eseguire, nel loro complesso, hanno consentito di definire la presenza, nell'area oggetto del presente studio, delle unità litotecniche riportate nelle tabelle seguenti.

Tabella 3.1. Descrizione delle unità litotecniche nei contorni dell'area centrale.

Unità	Spessore	Descrizione litologica
Unità Litotecnica I Suolo attuale	0.50 m	Terreno vegetale, sabbioso fine, debolmente limoso, di colore avana - giallastro.
Unità Litotecnica II Formazione delle Argille di Gravina AA	5.50 m	Limo argilloso debolmente sabbioso di colore variabile dall'avana, al grigio - verdastro con intercalati sottili livelli sabbiosi.
Unità Litotecnica III Formazione delle Argille di Gravina AA	3.00 m	Sabbia fine e limo - argillosa di colore avana verdino.
Unità Litotecnica IV Formazione delle Argille di Gravina AA	Spessore indefinito	Limo argilloso debolmente sabbioso di colore grigio - bluastro e, nella parte alta, avana – verdastro, molto consistente.

Tabella 3.2. Area della condotta. Descrizione delle unità litotecniche

Unità	Spessore	Descrizione litologica
Unità Litotecnica I Suolo attuale	0.50 m	Terreno vegetale, di natura sabbioso - limosa di colore avana - scuro.
Unità Litotecnica II Formazione delle Argille di Gravina AA	3.00 m	Sabbia medio – fine, debolmente limosa di colore avana – giallastro, da poco a mediamente addensata.
Unità Litotecnica III Formazione delle Argille di Gravina AA	Spessore indefinito	Limo argilloso debolmente sabbioso di colore grigio – bluastro, con intercalazioni di livelli sabbiosi ana – rossastri per alterazione e, nella parte alta, sabbiosa – limosa verdina, poco consistente.

Tabella 3.3. Area del bacino di monte. Descrizione delle unità litotecniche.

Unità	Spessore	Descrizione litologica
Unità Litotecnica I Suolo attuale	0.30 m (S4) ÷ 1.50 m (S6)	Terreno vegetale, di natura sabbioso fine, debolmente limoso di colore grigio - nerastro.
Unità Litotecnica II Formazione delle Sabbie di Monte Marano AA	10.30 m (S4) ÷ 21.00 m (S5)	Sabbia medio – fine, debolmente limosa di colore avana – brunastro, molto addensata, con presenza di ciottoli minuti in dispersione e al tetto flocculi farinosi biancastri, per deposizione di Sali. A luoghi sono intercalati sottili livelli arenacei e lenti limose – argillose – sabbiose di colore verdino.
Unità Litotecnica III Formazione delle Argille di Monte Marano AA	Spessore indefinito	Limo argilloso - sabbioso fine di colore grigio – azzurro, molto consistente, con intercalazioni di livelli/lenti di sabbie medio – sottili, di colore variabile tra l'avana – verdastro e l'avana – giallastro, debolmente limose, molto addensate.

4. Classificazione geotecnica

4.1 Premessa

Nel presente capitolo viene presentata in maniera sintetica la classificazione geotecnica dei terreni in sito. Inoltre si riportano le analisi della valutazione dei terreni nel confronto al rischio di liquefazione.

4.2 Classificazione geotecnica dei terreni

Per la classificazione dei terreni sono stati usati i risultati dei sondaggi diagnostici e delle varie prove di Laboratorio di cui alle relazioni PD-R-20.1 Indagini e monitoraggi – sito e PD-R.20.2 Indagini e monitoraggi – laboratorio. La classificazione dei terreni è avvenuta secondo le specifiche della norma DIN – UNI 18196. I terreni identificati si distinguono tra:

- Argille e terreni argillosi: “TA”, argille plastiche pronunciate e “TM”, argille plastiche medie (distribuzioni granulometriche blu);
- Suoli sabbiosi, limosi, argillosi: “SU / ST” o “Suq / STq”, miscele di sabbia-sabbia o sabbia-argilla (distribuzioni granulometriche gialle).

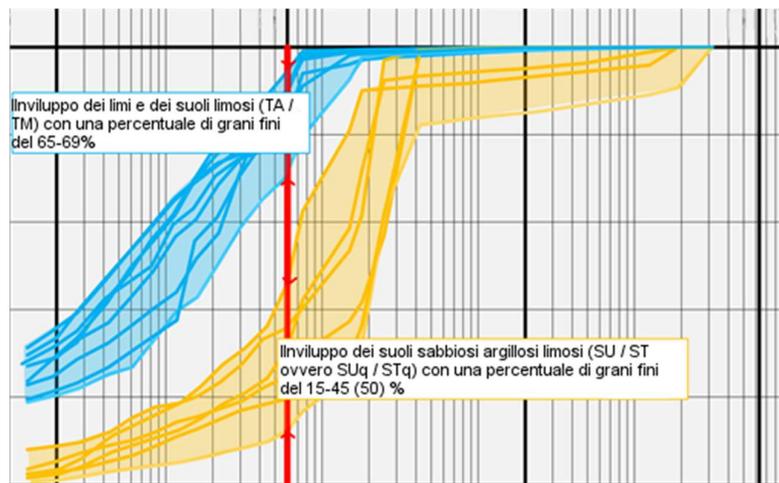


Figura 4.1. Classificazione dei terreni in base alle analisi granulometriche. Vengono presentati i vari fusi granulometrici dei terreni argillosi (in azzurro) e dei terreni sabbiosi-limosi-argillosi (giallo).

4.3 Liquefazione dei terreni a grana fine

I terreni a grana fine possono presentare problematiche legate alla liquefazione, che sono state brevemente analizzate. Dall’analisi si evince come i suoli esistenti non sono esposti a un rischio di liquefazione elevato. Il materiale in situ riscontrato nell’area del futuro bacino di monte dovrà

essere comunque trattato (ad es. tramite l'aggiunta di uno stabilizzante come la calce) per migliorare le proprie caratteristiche geotecniche. Le misure di riqualificazione interessano sia il piano di imposta che il materiale impiegato per la costruzione del rilevato originale.

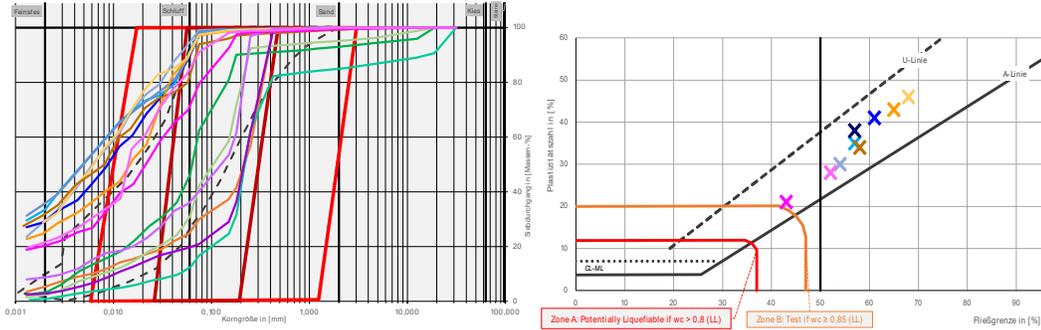


Figura 4.2. Nell'immagine a sinistra l'individuazione dei limiti per la pericolosità di liquefazione dei terreni; nell'immagine a destra, gli esiti dei test di Atterberg.

Per quanto riguarda il pericolo di infiltrazioni d'acqua (ovvero del comportamento del suolo in caso di fuoriuscita di acqua), si evidenzia una permeabilità molto bassa.

5. Opera centrale

5.1 Introduzione

L'edificio della centrale sarà ubicato nell'intorno della sponda in orografica sinistra a ca. 150 m di distanza dalle strutture esistenti di EIPLI (vedi Elaborati PD-EP.3.1, PD-EP.18.2 e PD-EP.18.3). Si vedano anche gli estratti riportati di seguito. La centrale sarà realizzata in sotterraneo e si configura come un corpo solido rigido in cemento armato organizzato su più livelli distinti, profondo complessivamente circa 70 m per garantire la prevalenza netta sia in fase di pompaggio (NPSH) che in fase di generazione, così organizzati:

- **Piano 276,80:** vano che ospita l'apparecchiatura di comando con isolamento a gas (GIS).
- **Piano 263,30:** ampio vano tecnico superiore. Accesso alla centrale dalla superficie. Vani tecnici dotati di carroponete per le manutenzioni ordinarie e straordinarie, smontaggio e rimontaggio. Sala dei trasformatori
- **Piano 258,30:** piano di servizio
- **Piano 253,30:** piano di servizio
- **Piano 248,30:** piano di servizio
- **Piano 239,46:** livello generatori, per le manutenzioni ordinarie e straordinarie, smontaggio e rimontaggio. Livello dei sezionatori per l'inversione di fase.

- **Piano 235,53:** livello generatori, per le manutenzioni ordinarie e straordinarie, smontaggio e rimontaggio. Livello dei convertitori.
- **Piano 230,59:** livello generatori, per le manutenzioni ordinarie e straordinarie, smontaggio e rimontaggio. Livello dei compressori d'aria e del sistema di raffreddamento.
- **Piano 225,76:** livello dei gruppi macchina, per le manutenzioni ordinarie e straordinarie alle macchine reversibili installate.
- **Piano 222,96:** livello dei gruppi macchina, per le manutenzioni ordinarie e straordinarie alle macchine reversibili installate. Livello delle pompe di drenaggio e dell'attrezzatura antincendio.
- **Piano 216,21:** livello delle vasche di raccolta delle acque di condensa e delle acque di svuotamento e sistema di pompaggio.

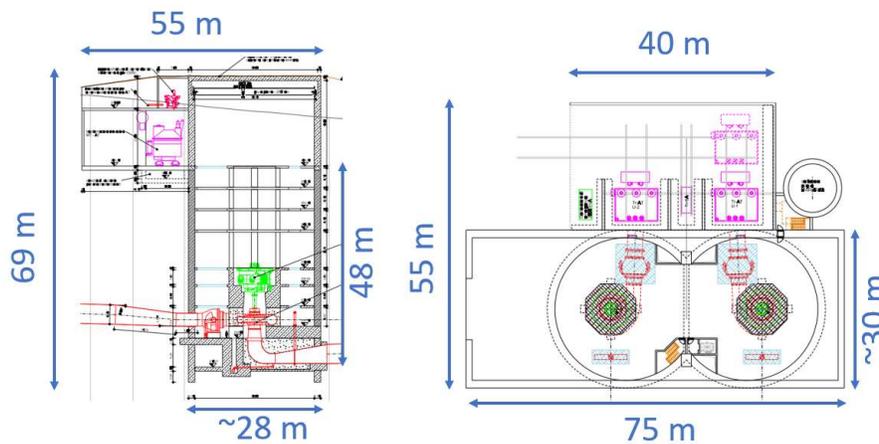


Figura 5.1. Rappresentazione delle strutture costituenti l'opera centrale.

Per la costruzione di quest'opera è necessario un sofisticato sistema per la protezione del fronte scavo, che si basa su un programma di lavoro a vari step, di seguito brevemente esposto:

- scavo di prima fase a cielo aperto fino alla quota di 263,30 m s.l.m. (circa 23 m sotto l'attuale piano di campagna) del futuro piano di accesso. Tale scavo sarà realizzato con un angolo di attrito compreso tra 25°-30° prevedendo una berma larga 2 m per ogni 10 m di scavo;
- realizzazione delle strutture a pozzo di scavo verticale, profonde circa 48 m a forma di occhiale, realizzate mediante diaframmi e irrigidite nella zona di raccordo delle due strutture;
- impermeabilizzazione e irrigidimento del fondo scavo con tecniche di jet grouting.

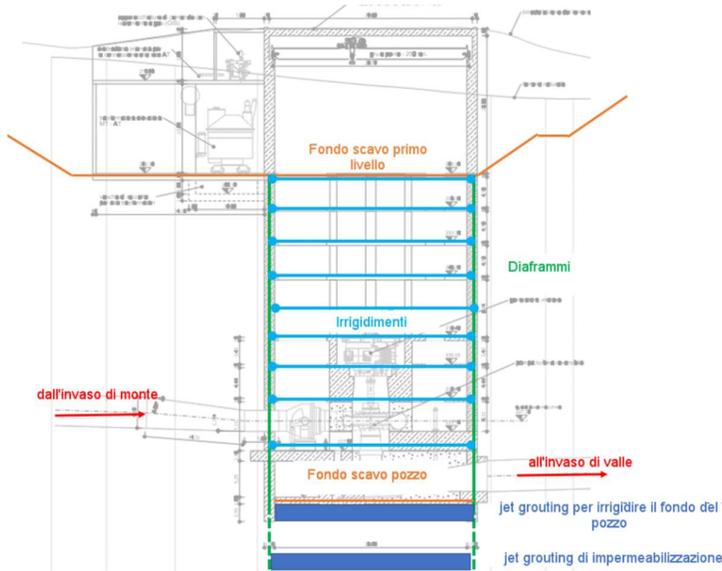


Figura 5.2. Programma di lavoro per la protezione del fronte scavo.

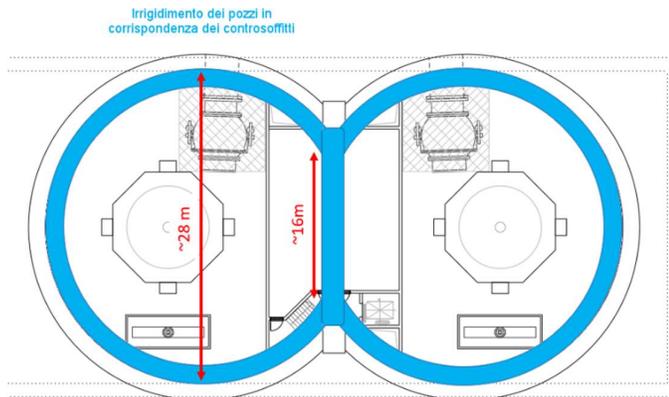


Figura 5.3. Rappresentazione schematica degli irrigidimenti ai vari livelli.

5.2 Verifiche geotecniche

La volumetria dello scavo è stata analizzata, per via dell'elevato grado di complessità, mediante l'utilizzo di un metodo a elementi finiti (FEM) 3D. L'analisi è stata svolta considerando il programma dei lavori semplificato di cui al paragrafo 5.1. In questa fase di progetto sono state fatte delle assunzioni preliminari, da verificare nelle successive fasi del progetto, che riguardano le pressioni interstiziali.

Le verifiche sono state condotte considerando un abbassamento temporaneo dell'invaso di Serra del Corvo a quota 263,30 m s.l.m.

5.2.1 Parametri geotecnici determinati

Dal sondaggio S1 (vedasi Figura 2.1) e dalle rispettive analisi di laboratorio (vedasi elaborati PD-R.20.1 e PD-R.20.2) discendono i parametri geotecnici riportati in Tabella 5.1

Tabella 5.1. parametri geotecnici dedotti e considerati.

Caratterizzazione	Fino a profondità sotto al p.c.	Peso specifico γ (kN/m ³)	Peso saturo γ_r (kN/m ³)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)
Limo argilloso	7.6	16.2	16.2	25	10
Sabbia limosa argillosa	11	20	20	23	15
Limo argilloso	n.d.	20	20	21	22

Segue una rappresentazione schematica della stratigrafia costituente la base per il modello geotecnico implementato.

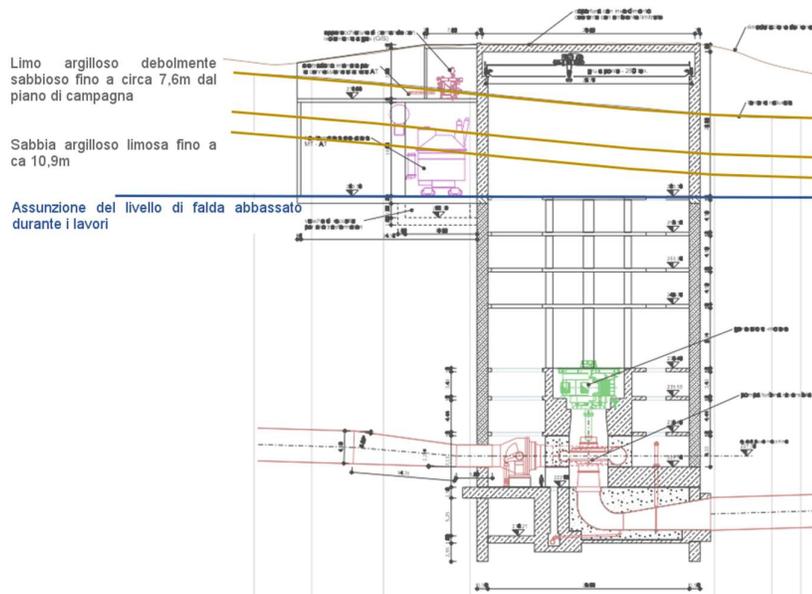


Figura 5.4. Rappresentazione schematica della stratigrafia considerata nelle analisi.

5.2.2 Prima valutazione della profondità di infissione dei diaframmi

Il fondo scavo delle strutture a pozzo si trova 48 m sotto al livello di falda noto. Per contrastare la spinta al galleggiamento si prevede un'impermeabilizzazione profonda mediante jet grouting

(vedasi Figura 5.2). I carichi stabilizzanti sono in tal modo incrementati dalla forza peso dello strato impermeabilizzante.

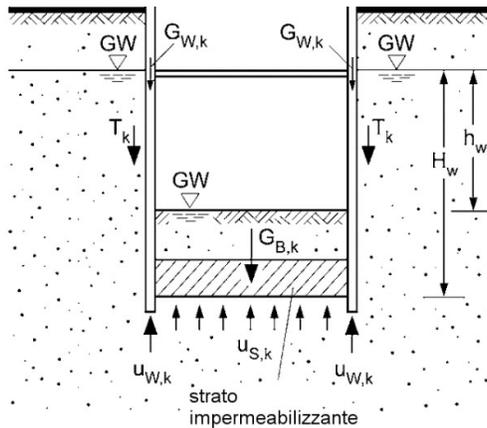


Figura 5.5. Rappresentazione schematica della verifica a galleggiamento.

Le forze stabilizzanti considerate sono le seguenti:

- forza peso dello strato impermeabilizzante e delle masse sovrastanti;
- forza peso dei diaframmi;
- forza di attrito tra diaframmi e terreno.

Le forze dipendono dalla rispettiva profondità di infissione e dalla posizione dello strato impermeabilizzante. I coefficienti parziali relativi alle azioni sono stati dedotti dalle NTC 2018 e sono riportati in Tabella 5.2.

Tabella 5.2. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

effetto	simbolo	valore
permanente, favorevole	$\gamma_{G, stb}$	0,9
permanente, sfavorevole	$\gamma_{G, dst}$	1,1

La geometria della centrale a pozzo richiede una profondità di infissione dei diaframmi di 8 m oltre al piano di fondo scavo. Dalle prime valutazioni fatte e dai risultati delle analisi tramite modello 3D si evince inoltre la necessità di posizionare lo strato impermeabilizzante (di spessore di ca. 2 m) a una profondità di 10 m rispetto al fondo scavo finale delle strutture a pozzo. Per contrastare un possibile sifonamento idraulico, tale strato dovrà però essere messo in opera 10 m prima di raggiungere il fondo scavo finale (la profondità di perforazione del jet grouting è quindi intorno a 20 m).

5.2.3 Modello geotecnico di simulazione

Le opere sono state dimensionate in base ad un'analisi tridimensionale agli elementi finiti. Le condizioni al contorno geometriche sono state modellate in maniera semplificata per via della complessità globale della struttura. Alla base delle modellazioni sta un modello digitale del terreno rilevato ad hoc per l'area della centrale. In Figura 5.6 è rappresentato il modello considerato nelle simulazioni. Il modello implementato si basa sulle seguenti ipotesi:

- condizioni completamente drenanti (stato finale dei lavori);
- falde stazionarie;
- irrigidimento a sezione costante;
- comportamento lineare-elastico delle strutture.

Il livello di falda è stato assunto a quota 263,30 in corrispondenza del fondo scavo dello scavo di prima fase. Lo scavo di prima fase, a cielo aperto, è stato modellato in due fasi, ognuna di profondità massima di 10 m. Il modello considera i diaframmi, gli irrigidimenti e gli strati realizzati mediante jet grouting. Gli irrigidimenti, che sono stati posti in corrispondenza dei vari livelli, delimitano le successive fasi di scavo. Un carico uniforme pari a 16,87 kPa considera la logistica di cantiere durante i lavori (ad es. movimentazione dei mezzi). Il modello così generato, composto da 235.137 elementi, ognuno da 10 nodi, è rappresentato in Figura 5.6.

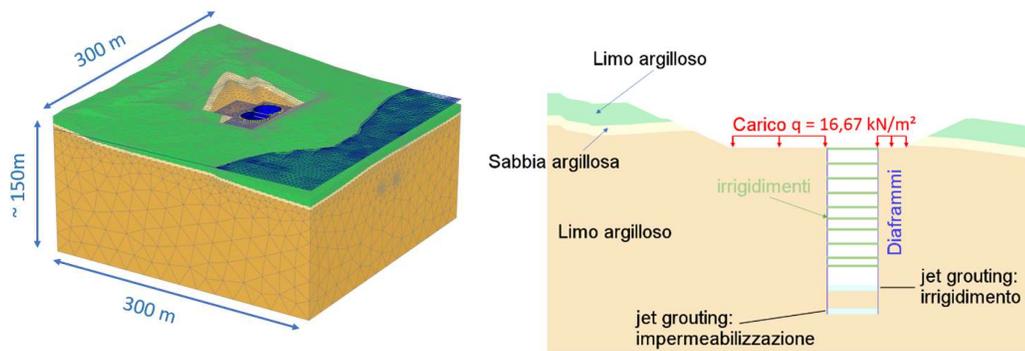


Figura 5.6. Rappresentazione del modello di simulazione.

La Tabella 5.3 riporta la profondità dei livelli degli irrigidimenti riferita al fondo scavo della prima fase.

Tabella 5.3. Posizione degli irrigidimenti.

Nr.	Profondità rispetto al p.c. (m)	Descrizione
0	0	C37/40; Sezione 1m x 1m
1	-5	C37/40; Sezione 1m x 1m
2	-10	C37/40; Sezione 1m x 1m
3	-15	C37/40; Sezione 1m x 1m
4 ¹	-20	C37/40; Sezione 1m x 1m
5	-23,8	C37/40; Sezione 1m x 1m
6	-27,8	C37/40; Sezione 1m x 1m
7	-32,7	C37/40; Sezione 1m x 1m
8	-40,3	C37/40; Sezione 1m x 1m
9	-47,3	C37/40; Sezione 1m x 1m

L'astrazione del terreno di simulazione avviene tramite lo Hardening-Soil-Modell (HS), implementato nel software PLAXIS. Il modello tiene conto del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, della rigidità che aumenta con il livello di sollecitazione e considera possibili effetti da eventuali cicli di carico e scarico. Sono stati implementati i seguenti parametri, riportati in Tabella 5.4.

¹ Si tratta di un irrigidimento aggiuntivo non posizionato in corrispondenza di un controsoffitto.

Tabella 5.4. Parametri implementati nel modello Hardening-Soil-Model.

Parametro		Limo argilloso (sopra)	Sabbia limosa, argillosa	Limo argilloso (sotto)
γ	kN/m^3	16.2	20	20
γ_r	kN/m^3	16.2	20	20
φ'	°	25	21	21
c'	kPa	10	15	22
ψ	°	0	0	0
E_{50}^{ref}	kPa	10000	12000	13000
E_{oed}^{ref}	kPa	5250	6000	6500
E_{ur}^{ref}	kPa	42000	48000	52000
ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2
m	-	1	0.8	1
p_{ref}	kPa	100	100	100
K_0^{nc}	-	$1 - \sin \varphi$	$1 - \sin \varphi$	$1 - \sin \varphi$

I diaframmi, di spessore pari a 1,20 m, sono stati simulati mediante elementi piastra, a comportamento elastico lineare, caratterizzati dai parametri riportati in Tabella 5.5. Lungo gli elementi piastra sono stati posizionati degli elementi-interfaccia a contatto con il terreno di scavo. Gli irrigidimenti sono stati modellati tramite elementi 3D – beam. I parametri considerati per gli elementi beam sono invece riportati in Tabella 5.6. Il corpo solido realizzato in jet grouting è stato implementato considerando i criteri di rottura di Mohr-Coulomb. Data la dipendenza delle rigidità raggiunte mediante la tecnica jet grouting da un lato dal terreno circostante dall'altro dalle tecniche di realizzazione impiegate, si è fatto riferimento ad analisi fatte in letteratura per terreni paragonabili (vedasi: *Erweiterte Planungsstrategie für Stützmaßnahmen im "Seeton"*. Christian Veder Kolloquium, Graz), che riportano resistenze a pressione fino a 4 MPa. Tali valori saranno da verificare nelle successive fasi del progetto.

Lo strato di impermeabilizzazione, a profondità del bordo inferiore dei diaframmi, e lo strato di irrigidimento, posizionato direttamente sotto il fondo scavo delle strutture a pozzo, sono stati considerati ciascuno con uno spessore di 2 m. Da queste considerazioni risulta il modello rappresentato in Figura 5.7.

Tabella 5.5. Parametri dei materiali degli elementi lineari a piastra.

	E (kPa)	ν	d (m)	peso specifico γ (kN/m ³)
diaframma (d=1,2m)	$33 \cdot 10^6$	0,2	1,2	25

Tabella 5.6. Parametri dei materiali degli elementi elastici lineari beam.

	E (kPa)	peso specifico γ (kN/m ³)	diametro (m)	attrito di superficie T_{skin} (kN/m)	distanza orizzontale (m)
irrigidimenti	$2 \cdot 10^6$	23	0,15	70	2

Tabella 5.7. Parametri dei materiali per gli strati solidi realizzati tramite tecnica jet grouting.

	E (kPa)	modulo di Poisson ν (-)	peso specifico γ (kN/m ³)	Angolo di attrito φ (°)	coesione c (kPa)	dilatanza ψ (°)
corpo solido jet grouting	$2,0 \cdot 10^6$	0.2	23	37,5	1200	10

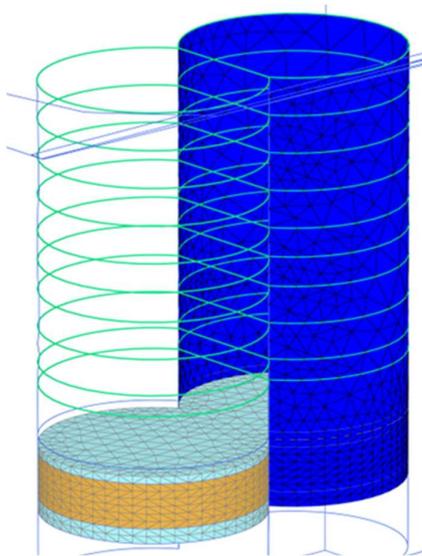


Figura 5.7. Rappresentazione del modello delle strutture a pozzo.

I valori sopra riportati rispecchiano l'attuale livello di conoscenza. Saranno da approfondire nelle successive fasi del progetto.

5.2.4 Metodologia di analisi

La metodologia di analisi è ad elementi finiti 3D. il software utilizzato è PLAXIS 3D. L'analisi considera uno schema semplificato per la realizzazione delle strutture di supporto e del susseguirsi delle varie fasi di scavo. Le analisi numeriche non considerano in questa fase coefficienti parziali a livello di sicurezza globale.

5.2.5 Fasi di simulazione

Le varie fasi della simulazione possono essere riassunte per punti:

1. Simulazione dello stato tensionale iniziale tramite “*gravity loading*” e successivo ripristino delle deformazioni;
2. Simulazione dello scavo di prima fase a cielo aperto in due step di simulazione;
3. Considerazione del carico distribuito sul fondo scavo di cui al punto 2.;
4. Considerazione degli elementi piastra per la simulazione dei diaframmi (*whished in place*);
5. Simulazione dell'elemento di irrigidimento che si trova rispettivamente nel punto più alto rispetto al considerato avanzamento dello scavo e successivo abbassamento dello scavo fino a quanto stabilito al punto 7. Contemporaneo abbassamento del livello di falda all'interno delle strutture a pozzo;
6. Considerazione degli strati di impermeabilizzazione e di irrigidimento realizzati mediante jet grouting;
7. Scavo fino al fondo scavo analogamente come specificato al punto 5.

5.3 Risultati

Dalle simulazioni effettuate, secondo gli step riportati al paragrafo 5.2.5, si possono trarre le seguenti conclusioni.

La profondità di infissione dei diaframmi necessaria di cui al paragrafo 5.2.2 si estende fino a 10 m oltre il fondo scavo finale. Da Figura 5.9 e Figura 5.8. e da Tabella 5.8 possono inoltre essere tratte prime indicazioni sulle deformazioni:

Tabella 5.8. Elenco dei primi risultati di deformazione.

	prima fase: scavo a cielo aperto	stato finale
scavo a cielo aperto	ca. 17 cm	ca. 20 cm
diaframmi: deformazioni radiali	-	ca. 8 cm (verso l'interno)
diaframmi: deformazioni verticali	-	ca. 20 cm
fondo scavo pozzo	-	ca. 30 cm ^(A)

Annotazione: ^(A) Innalzamenti del fondo scavo notevoli conseguenti dallo scaricamento dello stesso e dalle pressioni interstiziali elevate. La verifica a sifonamento dettagliata dovrà essere approfondita nella successiva fase.

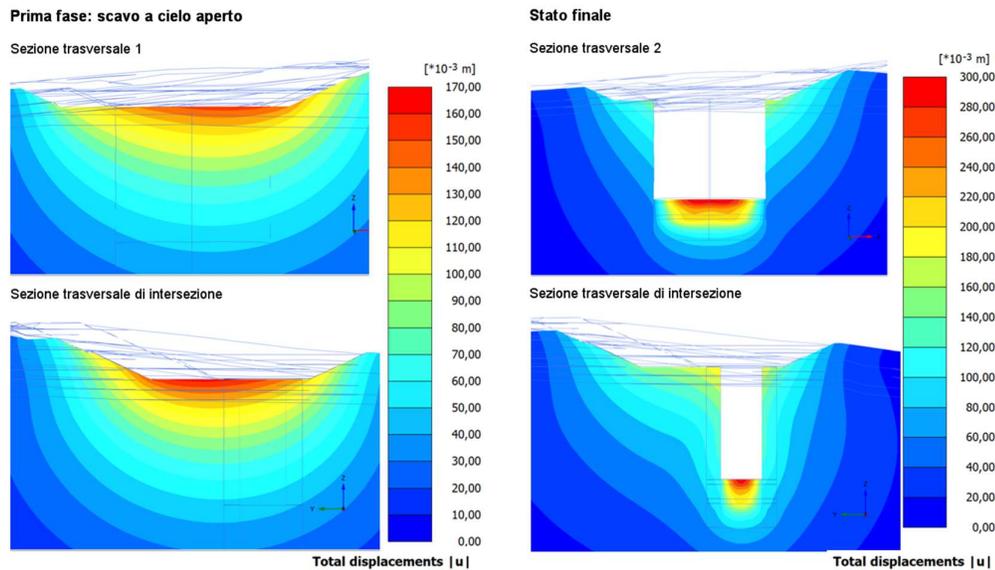


Figura 5.8. Deformazioni nei contorni dell'opera a pozzo.

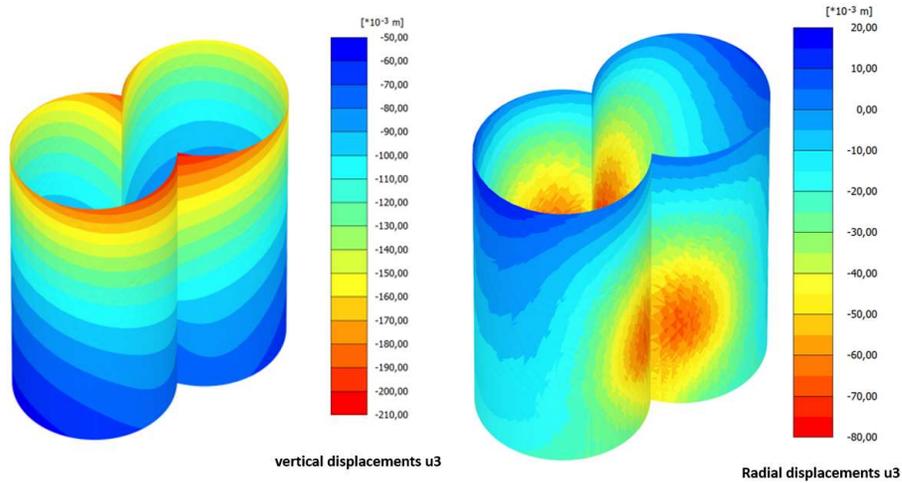


Figura 5.9. Deformazioni radiali dei diaframmi allo stato finale.

Lo scavo a cielo aperto di prima fase comporta degli innalzamenti del fondo scavo compresi tra 0,17-0,20 m. Le deformazioni radiali massime che i diaframmi dovranno assorbire sono invece intorno a ca. 0,07 m, come da Figura 5.9. Le forze normali allo stato finale, che dovranno essere assorbite dai diaframmi, sono riportate in Figura 5.10 e ammontano in direzione orizzontale a ca -11 MN. Nelle zone di raccordo tra i diaframmi e gli irrigidimenti si osserva una maggiore concentrazione delle forze. Tali zone dovranno essere studiate in dettaglio nelle successive fasi. Le forze che si instaurano in direzione verticale ammontano invece a ca. -15 KN. Nella zona di raccordo dei due pozzi sono da aspettarsi delle forze di trazione importanti. Tale zona dovrà essere modellata in dettaglio nelle prossime fasi del progetto.

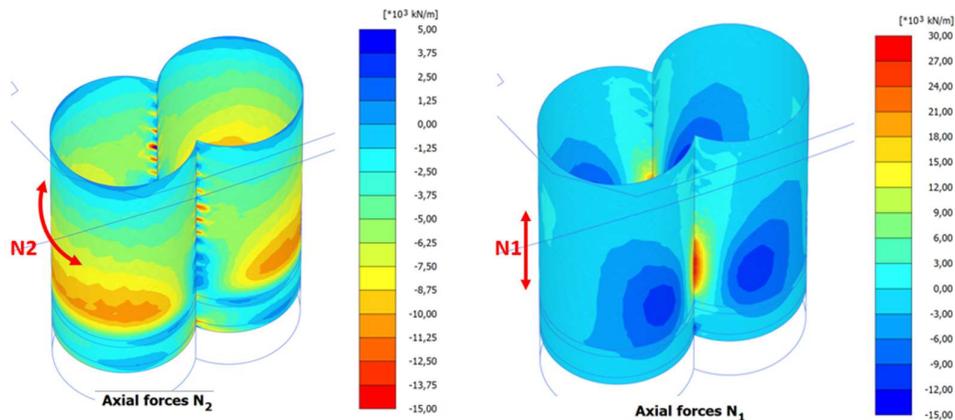


Figura 5.10. Forze normali assorbite dai diaframmi allo stato finale.

I momenti flettenti risultanti sono riportati in Figura 5.11. I momenti flettenti M_{11} mostrano una rotazione attorno all'asse orizzontale. Da qui si evince chiaramente l'importanza dello strato di irrigidimento realizzato tramite jet grouting. I momenti M_{22} , che indicano le rotazioni attorno l'asse verticale, mostrano una concentrazione nella zona di raccordo tra le due strutture a pozzo.

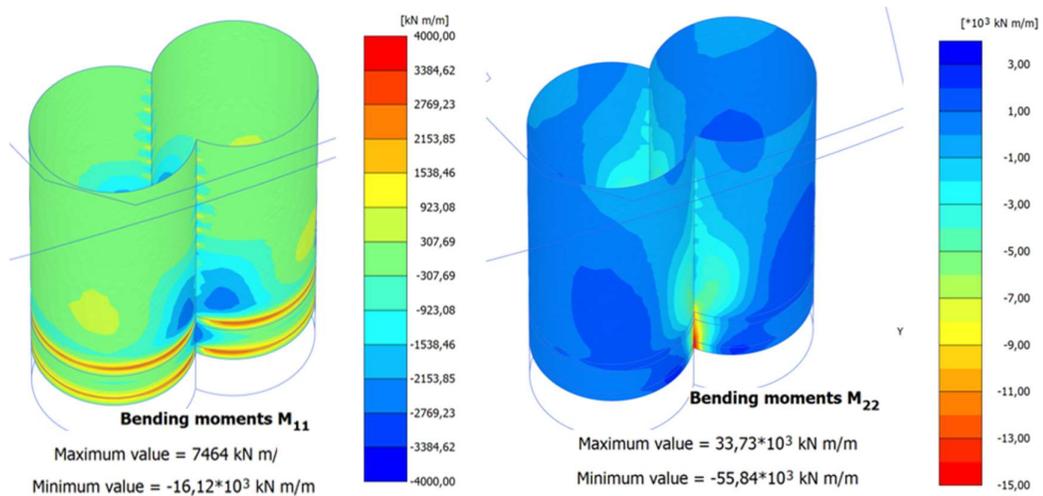


Figura 5.11. Momenti flettenti allo stato finale interessanti i diaframmi.

In Figura 5.12 è riportata la distribuzione delle forze normali sui vari livelli degli irrigidimenti. Gli irrigidimenti radiali ripartiscono le azioni sollecitanti nella zona di raccordo delle due strutture a pozzo. In tale zona sono da attendersi le forze riportate in Tabella 5.9. L'andamento delle forze è invece riportato in Figura 5.13. Forze massime negli irrigidimenti. Le forze normali massime sono di ca. -44 MN e dovranno essere contrastate da una sezione degli irrigidimenti in calcestruzzo di 1x1 m. Nelle successive fasi del progetto sarà svolta un'opportuna analisi di ottimizzazione per verificare tale sezione.

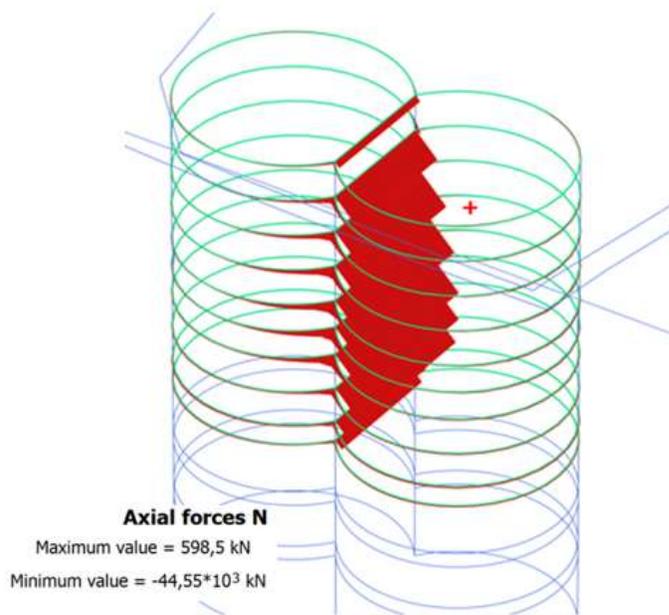


Figura 5.12. Distribuzione delle forze normali sui vari livelli degli irrigidimenti.

Tabella 5.9. Forze normali allo stato finale e massime negli irrigidimenti

livello	Quota relativa sotto fondo scavo di prima fase	Forza normale allo stato finale N_{min} (kN)	Forza normale massima N_{max} (kN)	M_{min} (kNm)	M_{max} (kNm)	Q_{min} (kN)	Q_{max} (kN)
1	0	-4598	-22393	-172.8	820.9	-170.9	172.0
2	-5	-22155	-30082	-177.2	806.4	-170.7	172.1
3	-10	-31525	-33642	-172.8	771.6	-172.4	170.4
4	-15	-39896	-40311	-159.0	771.2	-172.6	170.3
5	-20	-44539	-44539	-177.2	806.4	-170.7	172.1
6	-23,8	-44554	-44554	-172.8	771.6	-172.4	170.4
7	-27,8	-41629	-41629	-159.0	771.2	-172.6	170.3
8	-32,7	-20528	-20528	-160.0	779.4	-172.6	171.7
9	-40,3	-11171	-11171	-146.2	792.5	-170.5	173.0
10	-47,3	-6807	-6807	-80.1	775.4	-168.1	173.8
massimo/minimo		-44554	-44554	-177.2	820.9	-172.6	173.8

Pressione in negativo

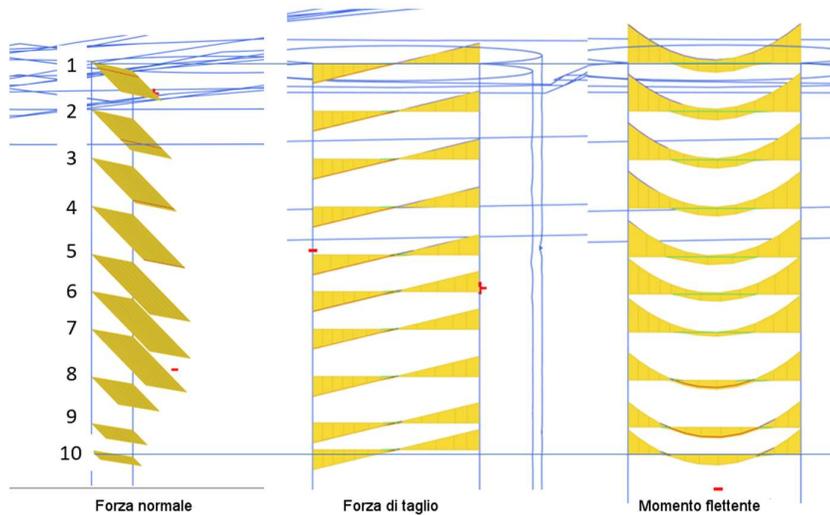


Figura 5.13. Forze massime negli irrigidimenti.

A seguito dello scavo di circa 60 m sono da aspettarsi degli innalzamenti del fondo scavo notevoli, dovuti alla riduzione delle forze verticali sollecitanti, esercitati allo stato ante operam dal terreno in situ, di ca. 700 kPa. Inoltre sono da considerare pressioni interstiziali di circa 600 kPa dovute alla profondità del fondo scavo rispetto al piano di falda. Per contrastare tali effetti è previsto la stabilizzazione tramite jet grouting direttamente sotto il fondo scavo. Tale strato stabilizzante avrà uno spessore di circa 2 m. Nelle successive fasi di progetto saranno valutate nel dettaglio tali aspetti costruttivi, per mettere in piena sicurezza il fondo scavo, che richiedono un'analisi precisa dell'avanzamento temporale degli scavi e della consolidazione del terreno.

6. Opere accessorie

Di seguito si riportano prime considerazioni per la realizzazione delle opere accessorie, come il torrino piezometrico, il pozzo di deviazione e le opere di presa e scarico nell'invaso di Serra del Corvo. Dai risultati tratti dall'analisi di dettaglio dell'opera centrale è possibile trarre delle prime considerazioni anche per le opere accessorie.

6.1 Torrino piezometrico

Il torrino piezometrico presenta una forma simile alle strutture a pozzo dell'opera centrale ma con diametri ridotti di ca. 15 m e una profondità di scavo di ca. 48 m. Il livello di falda è da aspettarsi a ca -20 m dal piano campagna. Le tecniche costruttive sono a loro volta simili e prevedono l'impiego di diaframmi, il cui spessore dovrà essere dell'ordine di grandezza di ca. 1 m. La profondità di infissione dei diaframmi è di ca. 5 m e anche in questo caso sarà necessario uno strato impermeabilizzante realizzato mediante jet grouting. Ogni 5 m è previsto

un anello di irrigidimento che ripartisce le sollecitazioni. Nelle successive fasi di progetto è prevista una dettagliata analisi di ottimizzazione.

6.2 Pozzo di deviazione

Il torrino piezometrico presenta una forma simile alle strutture a pozzo dell'opera centrale ma con diametri ridotti di ca. 15 m e una profondità di scavo di ca. 54 m. Il livello di falda è da aspettarsi a ca. -13 m dal piano campagna. Le tecniche costruttive sono a loro volta simili e prevedono l'impiego di diaframmi, il cui spessore dovrà essere dell'ordine di grandezza di ca. 1 m. La profondità di infissione dei diaframmi è di ca. 8 m e anche in questo caso sarà necessario uno strato impermeabilizzante realizzato mediante jet grouting. Ogni 5 m è previsto un anello di irrigidimento che ripartisce le sollecitazioni. Nelle successive fasi di progetto è prevista una dettagliata analisi di ottimizzazione.

6.3 Opere di presa e scarico

Le opere di presa e scarico sono costituite da due elementi strutturali a forma di pozzo non interconnessi di diametro ciascuno di ca. 15 m e una profondità di scavo di ca. 27 m. Il livello di falda (a lago abbassato) corrisponde allo stesso modo a 27 m. Le tecniche costruttive sono simili ai casi precedenti e prevedono l'impiego di diaframmi, il cui spessore dovrà essere dell'ordine di grandezza di ca. 1 m. La profondità di infissione degli stessi è di ca. 4 m e anche in questo caso sarà necessario uno strato impermeabilizzante realizzato mediante jet grouting. Trattandosi di strutture non connesse non sono necessari elementi di irrigidimento.

7. Bacino di monte

Per quanto riguarda l'idoneità del materiale in situ come materiale per la costruzione del rilevato arginale si è visto che il suo impiego allo stato naturale risulta molto difficile e oneroso. Si raccomanda quindi l'adozione di misure di riqualificazione per quanto riguarda il materiale impiegato per il corpo argine ma probabilmente anche per il piano di imposta sul quale baseranno le fondazioni. Le prime analisi hanno verificato l'idoneità della calce come additivo stabilizzante.

Nelle prossime fasi del progetto è necessario oltre alla valutazione di possibili misure per la riqualificazione del suolo, valutare diverse tecniche costruttive per la formazione di un corpo diga omogeneo (diga a zone, costruzione a strati, ecc.).

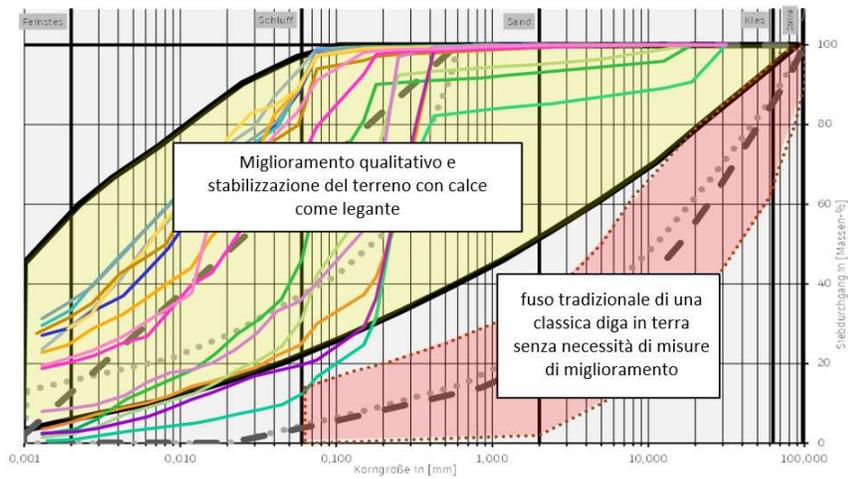
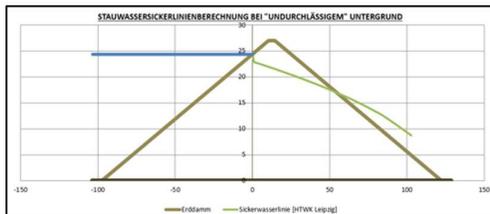


Figura 7.1. Curve granulometriche che sono adatte alla riqualificazione mediante il trattamento a calce.

Il materiale impiegato per la costruzione del rilevato arginale presenta un angolo di attrito di 20° , una coesione di 5 kN/m^2 e un peso specifico di 20 kN/m^3 . Tali parametri hanno consentito una verifica della stabilità allo scorrimento. Per verificare invece anche la stabilità rispetto alla filtrazione è necessario aumentare la coesione del materiale di costruzione ad un valore di 75 kN/m^2 (considerando oltre ai carichi standard anche le azioni sismiche). Questo valore può essere raggiunto applicando le misure di riqualificazione introdotte. Nelle successive fasi del progetto verranno approfonditi ulteriormente questi aspetti.



condizioni di carico 1: bacino completamente riempito;
condizioni di carico 2: bacino svuotato;
condizioni di carico 3: rottura dell'impermeabilizzazione;
condizioni di carico 4: sollecitazioni estreme;

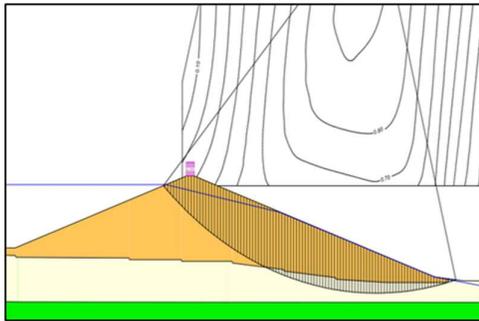


Figura 7.2. Verifica allo scorrimento del corpo diga.

Le condizioni del sottosuolo, così come le fasi transitorie durante la costruzione e le condizioni non drenate verranno opportunamente approfondite nelle fasi successive. Gli assestamenti della diga sono stimati allo 0,5 - 1 % della massima altezza del corpo arginale e girano quindi attorno a 15-45 cm.

8. Conclusioni

Da quanto esposto nel presente documento, si può affermare che le opere da progetto sono fattibili e realizzabili considerando le interazioni con il terreno esistente.

L'opera centrale e le opere accessorie all'impianto, il torrino piezometrico, il pozzo di deviazione e le opere di presa e scarico nell'invaso del Basentello, richiedono tecniche di realizzazione molto raffinate come l'impiego di diaframmi realizzati in presenza di falda. Le strutture a pozzo interconnesse richiedono elementi di irrigidimento nella zona di raccordo per garantire la ripartizione dei carichi presenti. Le strutture a pozzo necessitano di almeno uno strato impermeabilizzante realizzato mediante tecniche jet grouting in corrispondenza del fondo scavo che garantiscono la sicurezza idraulica dello stesso e nel caso delle opere a pozzo interconnesse (a forma di occhiale) di un ulteriore strato di irrigidimento sempre sotto al piano di fondo scavo finale.

Il bacino di monte sarà realizzato con il materiale presente in situ che necessita di opportuno trattamento e riqualificazione (ad es. con calce).

Una verifica approfondita dei vari dettagli e degli aspetti geotecnici consentirà un'ottimizzazione delle varie fasi di lavori e delle tecniche impiegate nella successiva fase di progettazione esecutiva.

Bolzano, Malles, Roma, li 20.07.2022

Il Tecnico

Dr. Ing. Walter Gostner

