



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DEL V.C.O.



COMUNE DI FALMENTA

DERIVAZIONE D'ACQUA DAL TORRENTE FALMENTA PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA IDROELETTRICA

D.M 17 gennaio 2018

aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni"

L.R. 45 del 9 agosto 1989

*"Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni
sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici"*

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

aggiornamento alla vigente normativa ed all'attuale stato dei luoghi

Committente:

Soc.
Officine Lorenzina S.r.l.
Via della Stazione, 18
28855 Masera (VB)

Data:

Agg. Settembre 2023



STUDIO GEOLOGICO MARANGON

Via Bonomelli N°16
28845 Domodossola (VB)
tel. +39 0324 249100 fax. +39 0324 249100
e-mail: marageo@libero.it

Il tecnico
Dott. Geol. Paolo Marangon

INDICE

INDICE	1
1. PREMESSA	2
1.1 Vincoli e rapporti rispetto al quadro programmatico di settore	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
3. CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	3
3.1 Movimentazione di materiale	4
4. CENNI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE	4
4.1 Aspetti strutturali dell'area vasta	5
5. ASPETTI GEOMORFOLOGICI GENERALI	6
5.1 Geomorfologia/geologia locale e opere in progetto	7
5.2 Considerazioni sui fenomeni valanghivi nell'area in esame	8
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	9
6.1 Individuazione della pericolosità del sito	9
6.2 Scelta della strategia di progettazione	10
6.3 Determinazione dell'azione di progetto	11
6.3.1 Categoria di sottosuolo	11
6.3.2 Amplificazione stratigrafica	12
6.3.3 Amplificazione topografica	12
6.4 Accelerazione massima di progetto	12
7. IDROLOGIA	13
7.1 Idrologia superficiale	13
7.2 Idrologia sotterranea	13
8. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEI TERRENI	14
9. CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO	14
10. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	14
11. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO	16
12. CONSIDERAZIONI SULL'INTERAZIONE TRA LA DERIVAZIONE IN PROGETTO E L'EQUILIBRIO GEOMORFOLOGICO DEL T. FALMENTA	20
13. ANALISI DELLE POSSIBILI INTERFERENZE TRA LE OPERE IN PROGETTO E LA DINAMICA DEL T. FALMENTA	21
14. ANALISI DELLE POSSIBILI INTERFERENZE TRA LE OPERE IN PROGETTO E LE SORGENTI ED I POZZI IDROPOTABILI EVENTUALMENTE ESISTENTI ALL'INTORNO	22
15. STABILITA' DELLE AREE ATTRAVERSATE	22
16. PREVISIONI SUL TERRENO D'IMPOSTA	26
17. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE IN ROCCIA	26
17.1 Formula di Brinch Hansen (1970)	27
17.2 Calcolo del cedimento	28
17.3 Risultati di calcolo	28
18. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE IN DETRITO	29
19. CRITERI TECNICO-ESECUTIVI	31
20. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	32

1. PREMESSA

La presente indagine geologico-tecnica, redatta in aggiornamento ed adeguamento alla normativa vigente ed allo stato attuale dei luoghi, è a supporto del progetto di un impianto idroelettrico con derivazione d'acqua dal torrente Falmenta, nel territorio del Comune di Falmenta (VB), proposto dalla Società Officine Lorenzina S.r.l. e sottoposto al procedimento unico ex. D.Lgs. 387/2003 contestualmente alla Fase di Valutazione di impatto ambientale ai sensi dell'art. 12 della L.R. 40/98 e s.m.i.

L'indagine effettuata si è posta l'obiettivo di evidenziare le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area lungo la quale è prevista la realizzazione dell'opera, nonché stabilire i parametri geotecnici, nonché valutare le condizioni di equilibrio dei terreni di imposta.

A tale scopo ci si è procurati una serie di dati bibliografici e la cartografia della zona e, dopo averne preso visione, è stata eseguita una dettagliata analisi, la quale ha permesso di evincere i caratteri geologici generali. A questa fase ha fatto seguito una fase di rilievo, al fine di osservare le caratteristiche geomorfologiche dello stesso, nonché ricavare i dati tecnici essenziali per stabilire la fattibilità dell'opera.

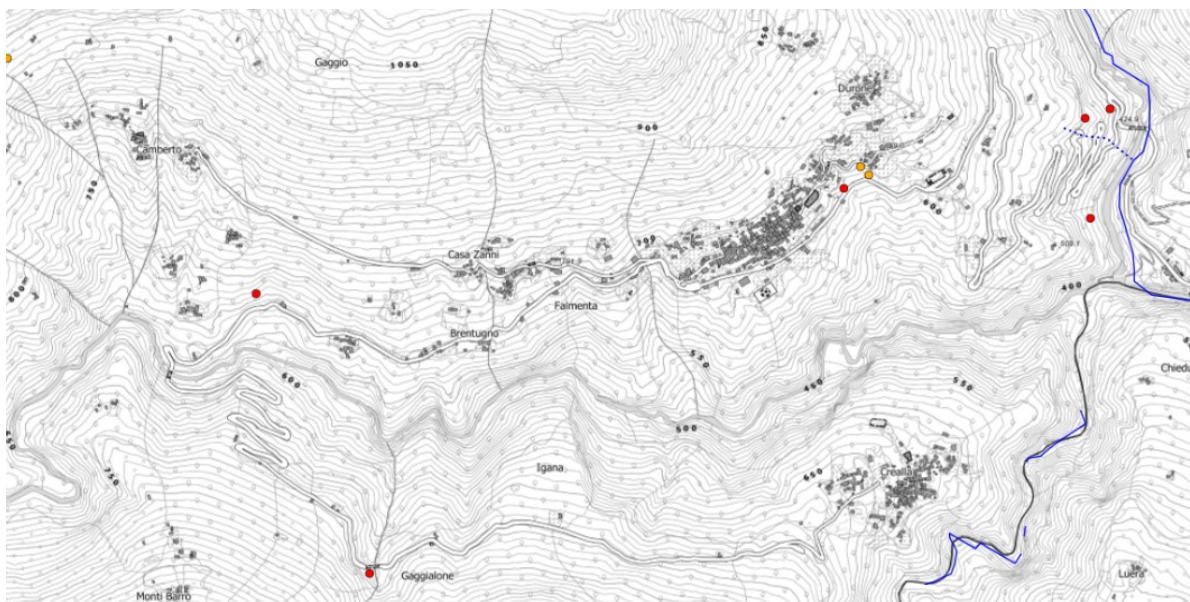
I risultati ottenuti hanno permesso di valutare la compatibilità dell'opera con l'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico del territorio interessato secondo quanto previsto dalla legislazione vigente, ponendo particolare attenzione alla stabilità del terreno di imposta e valutando, inoltre, l'incidenza della scelta progettuale nei confronti di un ottimale inserimento nel contesto ambientale ed idrogeologico.

1.1 Vincoli e rapporti rispetto al quadro programmatico di settore

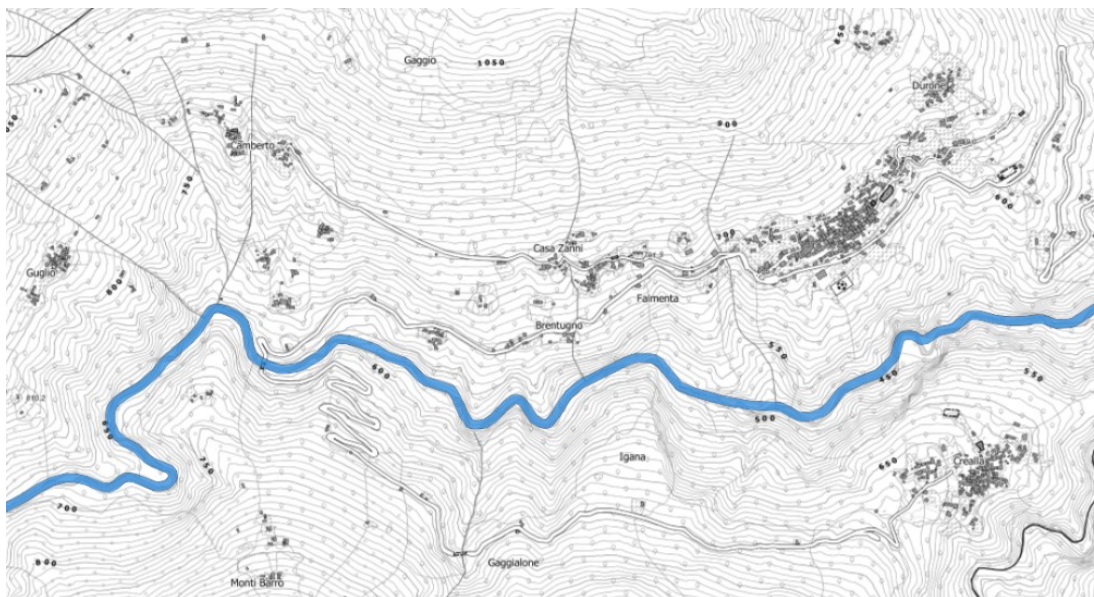
Il territorio interessato dalla realizzazione dell'impianto in progetto è sottoposto ai vincoli della L.R. 45/89 s.m.i. e del D.Lgs. 42/04.

L'analisi del Progetto IFFI ha consentito di rilevare come lo sviluppo della soluzione progettuale proposta non interferisce direttamente con aree in dissesto censite.

Dalla consultazione della cartografia tematica del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) aggiornato con la trasposizione dei dissesti di PRGC, si rileva che l'impianto proposto non interferisce con aree in dissesto censite.



Dalla consultazione della cartografia tematica della Direttiva Alluvioni (Direttiva 2007/60/CE) si rileva che l'alveo del T. Falmenta risulta classificato con probabilità di alluvione elevata (Tr 20/50 anni) – periodicità frequente (H).



Ad oggi, il Comune di Falmenta è regolamentato dal P.R.G. vigente e dalla Variante di P.R.G. Intercomunale redatto ai sensi della L.R. n° 56/77 ed in adeguamento al P.A.I. Dall'analisi degli elaborati geologici di P.R.G.I. si rileva che l'intero settore interessato dallo sviluppo delle opere previste ricade in Classe IIIa di pericolosità geomorfologica e di idoneità all'utilizzazione urbanistica.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Topograficamente l'intervento è localizzato sulla tavoletta I.G.M. in scala 1:25000 "Cannobio" III S.E. e "Monte Zeda" III S.O. del Foglio 16 della Carta d'Italia, nonché sulla Carta Tecnica Regionale CTR in scala 1:10.000 sezione n° 052110 "Gurro e sezione n° 052120 "Cavaglio Spoccia".

L'area in oggetto è ubicata nella Valle di Falmenta (vallata laterale alla Val Cannobina), ed è individuabile nella porzione di fondovalle posta a Sud della località Camberto e Falmenta, ed interessa il territorio del Comune di Falmenta (VB).

L'ubicazione della nuova opera di presa sul torrente Falmenta è prevista alla quota topografica di circa 622 metri s.l.m., mentre il fabbricato di produzione e trasformazione dell'energia risulterà localizzata ad una quota di circa 487,55 metri s.l.m. (quota asse turbina).

3. CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

Le opere che costituiscono l'impianto idroelettrico in progetto sono ubicate in minima parte sul lato idrografico destro (solo breve tratto di monte impianto) e prevalentemente lungo la sponda sinistra del T. Falmenta.

Le caratteristiche peculiari di progetto sono state dettagliatamente descritte nella relazione tecnica e negli elaborati cartografici, redatti dallo Studio Tecnico Ing. Dario Lalomia di Domodossola (VB).

3.1 Movimentazione di materiale

Dal di progetto si evince come il volume relativo ai lavori di *sbancamento* complessivi necessari alla realizzazione delle opere in progetto, risulti essere approssimativamente pari a circa 3.295,37 m³.

I ritombamenti/reinterri sono stati quantificati in circa 2.304,12 m³ ed i riporti in circa 991,35 m³.

Pertanto, ai sensi della L.R. 45/89 s.m.i., il "volume di scavo" (scavi+riporti) risulta pari a circa 4.286,72 mc.

Da progetto è quindi prevista compensazione tra scavi e rinterri/riporti.

La superficie modificata/trasformata dall'intervento risulta approssimativamente essere pari a 5.849,44 m² (temporanea) e 740,43 m² (permanente).

Si riporta lo schema sintetico di progetto relativo al computo della movimentazione di materiale e delle superfici interessate:

descrizione	scavo (mc)	reinterro (mc)	riporto (mc)
opera di presa e vasca di carico	120	10	110
canale derivatore	2023,17	1478,16	545,02
condotta forzata			
cabina elettrica	126,32	20,54	105,78
linea elettrica (enel distribuzione)	12,5	12,5	
edificio centrale	714,174	483,72	230,55
linea elettrica produttore	299,20	299,20	
totale	3295,37	2304,12	991,35

descrizione	superficie temporanea (mq)	superficie definitiva (mq)
opera di presa e vasca di carico	85	35
canale derivatore	956	0
condotta forzata	3220	535
cabina elettrica	250	45
linea elettrica (enel distribuzione)	190,44	0
edificio centrale	400	125,43
linea elettrica produttore	748	0
totale	5849,44	740,43

Dal computo dei movimenti terra effettuato dal progettista si avrà compensazione tra scavi e rinterri/riporti, senza necessità di allontanamento di materiale dal cantiere.

4. CENNI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Ai fini di tale inquadramento è stato assunto, quale riferimento, il foglio n° 16 "Cannobio" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, oltre a studi e rilievi di dettaglio in sito e presa visione degli elaborati di P.R.G.

L'area in esame è inserita nelle Alpi Meridionali, costituite, a Sud della Linea Insubrica, dalle formazioni appartenenti alla Zona Ivrea-Verbanò ed alla Serie dei Laghi. In particolare, percorrendo il territorio da SE a NW, è possibile individuare:

- Serie dei Laghi (crosta continentale intermedia), costituita da paragneiss a grana fine e medio-grossa (Zona Strona-Ceneri), anfiboliti (Zona Strona-Ceneri marginale), micascisti (Scisti dei Laghi), lenti di metagranitoidi all'interno della Zona Strona-Ceneri marginale; la Serie è intrusa da masse granitiche-granodioritiche, note come Graniti dei Laghi (Baveno-Mottarone, Montorfano, Alzo, Roccapietra e Quarna);
- Zona Ivrea-Verbanò (crosta continentale profonda), nota anche come Zona Dioritico-Kinzigitica, costituita da anfiboliti, kinzigiti, granuliti, con lenti di rocce mafiche e ultramafiche e marmi ("Nero di Anzola", marmi di Candoglia e Ornavasso). E' delimitata a NW dalla Linea del Canavese, che la separa dall'edificio alpino propriamente detto, e

a SE dalla Linea Cossato-Mergozzo-Brissago (Boriani e Sacchi, 1973; Boriani et al., 1990), che la separa dalla Serie dei Laghi e che coincide per un suo tratto con la Linea del Pogallo.

L'area di indagine si colloca nella formazione della Serie dei Laghi, la quale è suddivisa in due sub-unità litostratigrafiche: la zona Strona-Ceneri (a nord) e gli Scisti dei Laghi (a sud), separate da un orizzonte continuo anfibolitico, e subordinate ultramafiti, diretto quasi EW e che rappresenta la "zona marginale" della Strona-Ceneri. In entrambe le unità si trovano numerose lenti di metagraniti.

La Serie dei Laghi risulta essere il sito dell'attività ignea postmetamorfica, rappresentata da stocks e dicchi da mafici ad intermedi, con differenziazioni acide, e da intrusioni granitiche epiplutoniche, di età permiana, associate per lo più con vulcaniti acide.

La zona Strona-Ceneri, che rappresenta parte della crosta intermedia pre-alpina e che affiora nel settore centro-settentrionale, è costituita da un basamento in facies anfibolitica, di derivazione da protoliti arenacei, e contiene grandi corpi lenticolari di ortogneiss granitico-dioritici. Si suddivide in due complessi litologici: Cenerigneiss e Gneiss minuti.

Le unità litologiche affioranti nell'area di indagine sono costituite da gneiss minuti, interpretabili come il termine più recente della Zona Ceneri. La loro struttura è granoblastica tendente a poligonale.

Gli Gneiss minuti sono rocce a grana decisamente più fine dei Cenerigneiss, attualmente variabili in composizione da quarzitica a micacea, talora anfibolica. Si tratta di paraderivati da arenarie fini con abbondante frazione argillosa.

Negli affioramenti a maggior continuità e lontani da situazioni tettonicamente anomale, si può osservare il mantenersi delle principali strutture sedimentarie, come la stratificazione (piani S) e alcuni accenni di strutture gradate.

Sono presenti, anche in questa unità, inclusi calcio-silicatici, di forma generalmente ovoidale o in straterelli centimetrici, a distribuzione meno uniforme che nei Cenerigneiss.

Essi deriverebbero, anche in questo caso, dal metamorfismo di livelli di composizione calcarea e/o calcisiltitica.

Gli Gneiss minuti sono per lo più stratigraficamente soprastanti ai Cenerigneiss, localmente però si interdigitano, soprattutto in corrispondenza dell'intervallo di transizione tra le due litofacies.

4.1 Aspetti strutturali dell'area vasta

L'assetto strutturale locale è dominato dai lineamenti regionali denominati linea di Cossato-Mergozzo-Brissago (CMB) e linea del Pogallo.

La linea del Pogallo è un elemento tettonico di età tardo-ercinica che disloca in trascorrenza (sinistra) la linea CMB; risulta coeva delle intrusioni dei Graniti dei Laghi (Permiano). La linea CMB costituisce un lineamento distensivo, di età tardo-ercinica, che suddivide il basamento Sudalpino in due unità: la Zona Ivrea-Verbanese e la Serie dei Laghi.

Inoltre, più a Nord e N.W., si delinea la linea del Canavese (o linea Insubrica), più a nord, che separa la catena a falde Europa-vergente dal dominio delle Alpi meridionali.

A questa complessa storia geologica si sono sovrapposti fenomeni di rimodellamento glaciale, fluvio-glaciale e fluviale, con relativi depositi, che hanno dato luogo alle caratteristiche morfologie vallive attualmente osservabili.

5. ASPETTI GEOMORFOLOGICI GENERALI

Dal punto di vista geomorfologico, la Valle Cannobina e le vallate laterali con la Val Falmenta, sono valli alpine modellate, nel corso del Quaternario, dall'attività glaciale recente.

A grande scala, in tutta la zona d'indagine ed in quelle adiacenti, le alterne pulsazioni glaciali ed i connessi fenomeni di esarazione hanno causato l'approfondimento vallivo in più fasi, determinando così un tipico profilo caratterizzato dalla presenza di terrazzi glaciali, con gli spartiacque arrotondati e con deposizione di fondo sui temporanei fondovalle durante i periodi di relativa stasi tettonico-erosiva.

Tra le forme tipiche dell'erosione glaciale, si osservano, in quota, ampi circhi glaciali; tali forme sono nicchie scavate nei fianchi montuosi e sono caratterizzate da un contorno semicircolare e dal fondo pianeggiante; all'interno di queste conche si raccolgono estesi accumuli detritici oppure si formano piccoli laghi perenni, delimitati, verso valle, da soglie rocciose di sbarramento. La suddetta azione erosiva è testimoniata anche dalle vette piramidali di alcuni rilievi, risultato dell'erosione del ghiacciaio di circo sulle pareti rocciose, e dalla presenza costante di rocce lisce e levigate: le sporgenze rocciose del substrato venivano modellate dalla potente azione erosiva del ghiacciaio in movimento, assumendo forme tipicamente e dolcemente arrotondate sul lato a monte, più irregolari e scabre sul lato a valle.

Il ritiro dei ghiacciai ha portato all'accumulo, lungo le pendici rocciose ed a valle delle stesse, di depositi morenici e fluvio-glaciali, le cui potenze risultano estremamente variabili in rapporto alle successive evoluzioni del territorio. Si tratta essenzialmente di depositi che presentano una granulometria variabile dal blocco ai limi, con abbondante frazione sabbiosa e limosa grigiastra, localmente asportata in superficie per dilavamento.

Tali coperture, che spesso definiscono una morfologia meno acclive nella porzione mediana dei versanti, sono la testimonianza di ciò che rimane degli antichi terrazzi glaciali, un tempo molto estesi ed in seguito parzialmente incisi, erosi e rimaneggiati dall'azione esercitata dalle acque. Alla fase tardo-postglaciale è riferibile l'attività erosiva fluviale.

Il segno lasciato da tale attività è attualmente visibile localmente lungo i versanti vallivi, difatti nella loro porzione meno elevata si nota la presenza di pareti molto acclivi, spesso verticali, con profonde gole di incisione dovute all'erosione operata dai corsi d'acqua.

Con l'avvento dell'erosione fluviale, a seguito del ritiro dei ghiacci, vi è stato un approfondimento ed un'incisione delle depressioni vallive ed un naturale sviluppo della rete idrografica di ordine minore, la cui gerarchizzazione testimonia l'evoluzione morfologica.

I rii si sono instaurati lungo le vie preferenziali di deflusso, formate o da linee di debolezza dell'ammasso roccioso (scistosità, stratificazione, fratturazione) o da incisioni avvenute come conseguenza dei movimenti dei ghiacciai.

Lo sviluppo della rete idrografica ha portato ad un'intensa attività erosiva (dovuta anche agli agenti esogeni), per cui il materiale eroso assieme a quello strappato alla copertura dalle acque di dilavamento, ha dato e dà tuttora origine ad abbondanti depositi che conferiscono a valle. Dove l'azione erosiva delle acque superficiali e degli agenti esogeni ha asportato la copertura, affiora il substrato detritico.

Al modellamento del territorio, nel tratto di valle esaminato, hanno contribuito altri fattori morfogenetici che si sono manifestati e si manifestano tuttora attraverso diverse azioni geodinamiche, tra cui l'azione delle acque superficiali non incanalate e azione

del disfacimento detritico del substrato roccioso, l'azione geodinamica fluvio-torrentizia, l'azione gravitativa superficiale, l'azione gravitativa profonda, i fattori geologici, i processi di alterazione e, infine, le morfologie connesse ad interventi antropici.

5.1 Geomorfologia/geologia locale e opere in progetto

Dal punto di vista geomorfologico l'intervento interessa prevalentemente il settore molto prossimo al fondovalle ben inciso dal collettore di drenaggio principale della valle, il T. Falmenta, sviluppandosi in costa al versante (in sponda sinistra del T. Falmenta, ad eccezione del primo breve tratto di monte dell'impianto).

I luoghi di lavoro si collocano lungo settori di versante ad acclività medio-elevata, litologicamente costituiti da depositi eluvio-colluviali e substrato roccioso localmente subaffiorante.

L'areale in questione, a causa della morfologia in pendenza, è quindi soggetto ad una classificazione geologica IIIa, ovvero ad un grado di pericolosità geomorfologica da medio ad elevato.

Tuttavia su tutta la zona di intervento vi è assenza di situazioni di dissesto, non censite dagli strumenti programmatici di settore (es. IFFI, PAI, PRGC) né ad oggi rilevate in sito.

Le condizioni di pericolosità intrinseca di un'area di versante montano, qual è l'area oggetto dei lavori in progetto, sono pertanto mitigabili con l'adozione di accorgimenti tecnico-realizzativi (rif. Cap. 20 e interventi di recupero ambientale).

In particolare, l'impianto in progetto prevede la realizzazione di un'opera di presa che sarà vincolata all'ammasso roccioso affiorante sulle sponde del corso d'acqua e sul fondo (solo con modesto strato detritico alluvionale) e, sulla sponda destra del T. Falmenta, la realizzazione canale derivatore e vasca di carico, sempre impostati sull'ammasso roccioso che affiora in loco.

Dopo alcune decine di metri la condotta di adduzione si porterà sulla sponda sinistra del torrente, qui molto incassato, mediante un attraversamento in subalveo; la condotta di adduzione proseguirà per alcune decine di metri sino a raggiungere il sito di imposta della vasca di carico completamente interrata.

Qui si andranno ad interessare superficialmente i depositi detritici eluvio-colluviali che caratterizzano tale areale, e per spessori sempre piuttosto moderati.

La struttura della vasca, data la prevista profondità di imposta dall'originario p.c., potrà essere verosimilmente impostata/fondata direttamente sull'ammasso roccioso, in tale areale dotato di buona qualità (rif. stazione di rilievo geostrutturale e geomeccanico ST1).

L'assetto morfologico locale si caratterizza per un pendio a medio-elevata pendenza, ed in corrispondenza del nuovo sito di imposta della vasca di carico si rileva un terrazzamento artificiale, sostenuto a valle da un muro in pietra a secco in buono stato di conservazione.

Alcuni metri a Ovest e S.W. del sito della vasca in progetto è rilevabile una vallecchia morfologica delimitata in testata e lateralmente da un orlo in roccia, mentre poco a Nord-Est del sito si rileva l'ammasso roccioso affiorante/sub-affiorante in forma di uno stretto lembo molto allungato in senso SW-NE, ossia parallelamente all'andamento locale dell'asse del T. Falmenta.

Successivamente la condotta forzata attraverserà la parte basale di un versante piuttosto acclive, sfruttando in parte modeste balze o ripiani a minore pendenza; la copertura detritica è rappresentata da coltri eluvio-colluviali da moderatamente a mediamente addensate e con spessori sempre piuttosto contenuti nell'ordine pluri-decimetrico, massimo metrico.

Il progetto prevede la realizzazione di alcuni tratti scoperti, ovvero di condotta forzata ancorata in esterno su basamento roccioso. Tale condizione rappresenta circa il 35% (circa 1/3) dell'intero sviluppo della condotta.

Tale esigenza è determinata dalle effettive condizioni morfologiche e litologiche dei settori attraversati; in ambito di sopralluoghi e progettazione si sono già valutate eventuali alternative di tracciato della condotta, ma quanto definito rappresenta la soluzione più vantaggiosa in rapporto a impatti ambientali indotti e costi/benefici realizzativi.

In riferimento all'interro della condotta, laddove il substrato roccioso subaffiora o la copertura è molto sottile, è stato previsto il parziale interro della tubazione ed il ricoprimento della stessa con materiale detritico selezionato, costipato, riprofilato ed assestato. Con tale soluzione saranno ridotti notevolmente gli scassi in roccia, ed il profilo originario del versante subirà solo lievi e puntuali modificazioni, acque di ruscellamento tali da non generare impatti di carattere idro-geomorfologico di rilevanza.

Difatti, la riprofilatura proposta non comporterà modifiche alla circolazione idrologica superficiale, ovvero le opere previste non producono ostacoli al naturale ruscellamento superficiale delle acque meteoriche.

Inoltre la realizzazione di muretti di contenimento determinano una diminuzione della pendenza globale del versante, alla fattispecie dei terrazzamenti antropici tipici delle aree montane.

Il substrato affiora e subaffiora infatti diffusamente, e con maggiore continuità lungo i vari impluvi intercettati o le depressioni/vallecole morfologiche. In linea generale l'assetto morfologico e litologico lungo lo sviluppo della condotta è relativamente uniforme su tutta la zona attraversata, mantenendosi tale sino almeno alla sovrastante strada comunale, con alternanza di vallecole morfologiche, modeste dorsali, linee di terrazzamento antropico e porzioni di roccia affiorante.

In riferimento ai cinematismi in roccia si precisa che nei tratti a monte della condotta forzata non sono presenti pareti rocciose di elevazione e inclinazione tale da costituire un potenziale pericolo per fenomeni di distacco di materiale lapideo. Infatti i settori rocciosi rilevati a monte della condotta prevista sono rappresentati da aree di subaffioramento della roccia o, in limitati settori, da modeste paretine.

Presso la zona in cui si prevede la realizzazione dell'edificio centrale, si osserva un pendio a monte ad acclività medio-elevata; in sito si rileva una coltre di copertura con spessore variabile (mediamente di ordine metrico), con sottostante substrato roccioso a cui potrà essere fondata la struttura.

Adottando quindi tutti gli accorgimenti tecnico-operativi già indicati, unitamente alle soluzioni di progetto previste, si ritiene che le opere siano adeguatamente protette da potenziali fenomeni di instabilità.

Maggiori dettagli sulle condizioni litologiche e geomorfologiche dell'area di intervento sono evidenziate nell'allegata carta geologico-geomorfologica.

5.2 Considerazioni sui fenomeni valanghivi nell'area in esame

Per la valutazione dei potenziali fenomeni valanghivi locali, è stato condotto uno studio basato su ricerca storico-bibliografica, analisi studi di P.R.G., progetto SIVA e analisi di foto aeree, da cui si evince che l'intero settore interessato dalle opere di progetto non risulta interessato da fenomeni di valanga storicamente noti.

Inoltre, in funzione della morfologia del territorio, ed in particolare della conformazione plano-altimetrica del versante, è possibile evidenziare come non vi siano elementi tali da far ritenere l'area soggetta al rischio di fenomeni valanghivi.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 distinte fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte del progettista; le tre fasi vengono di seguito esplicate.

6.1 Individuazione della pericolosità del sito

La pericolosità sismica di base del sito di intervento è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nella vita di riferimento dell'opera V_R .

In particolare, le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori di alcuni parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione massima sul sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri sono forniti per i 10751 nodi del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano e per 9 valori del periodo di ritorno T_R . Per i punti non ricadenti in corrispondenza dei nodi del reticolo, il valore dei parametri sopra indicati viene ricavato per interpolazione, utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

Il primo passo dell'analisi è stato quindi quello di calcolare le coordinate geografiche del sito di intervento in modo da acquisire successivamente le azioni sismiche locali (proprie del sito specifico) sulla base di un reticolo di riferimento.

I parametri sismici del sito sono stati ricavati dalla media ponderata dei i valori noti nei 4 punti di riferimento all'intorno del sito stesso. L'analisi viene svolta con l'utilizzo del software "Spettri NTC", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. Ad ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.

Per gli stati limite di tipo geotecnico (GEO) sotto l'effetto di azioni sismiche, le verifiche di sicurezza da affrontare per le costruzioni con classe d'uso IV come quella in esame sono:

- stato limite ultimo SLV con verifica della resistenza del sistema fondazione-terreno, della stabilità dei rilevati, dei muri di sostegno e dei fronti di scavo.
- stati limite di esercizio SLD con verifica del contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno (cedimenti);

Le elaborazioni effettuate con apposito software in riferimento alle coordinate del sito di intervento (edificio centrale – WGS84 46,069126 – 8,5894968; presa – WGS84 46,071122 – 8,5721593; cabina consegna – WGS84 46,07229 – 8,5878883), per lo stato limite ultimo SLV forniscono i seguenti dati:

Opera di presa	
a_g	0,059
F_o	2,701

T_c^*	0,303
T_R	949

Edificio centrale

a_g	0,059
F_o	2,702
T_c^*	0,303
T_R	949

Cabina di consegna

a_g	0,059
F_o	2,702
T_c^*	0,303
T_R	949

6.2 Scelta della strategia di progettazione

In questa fase vengono definiti i parametri fondamentali di seguito indicati, sulla scorta dei coefficienti che definiscono la tipologia e la classe d'uso dell'opera in progetto.

☞ Vita nominale della costruzione

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella:

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

☞ Coefficiente d'uso della costruzione

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

☞ Periodo di riferimento per la costruzione

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1	1,5	2

In riferimento alla costruzione in progetto, si sono attribuiti i seguenti parametri:

V_N	Vita nominale	≥ 50 anni
	Classe d'uso	IV
C_U	Coefficiente d'uso	2
P_{VR}	63% per SLD	
P_{VR}	10% per SLV	

6.3 Determinazione dell'azione di progetto

In questa fase di analisi viene definito il valore di progetto dell'azione sismica massima orizzontale preventivabile sul sito in esame con prefissati T_R e P_{VR} .

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Generalmente, come nel caso in esame, per le opere ed i sistemi geotecnici la componente verticale risulta trascurabile. Le componenti possono essere descritte mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti orizzontali, ortogonali tra loro, sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta.

Tale spettro in accelerazione è utilizzato per strutture con periodo fondamentale $\leq 4,0$ s ed è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore della accelerazione massima orizzontale a_g , ottenuto in precedenza su sito di riferimento rigido orizzontale: sia la forma spettrale che il valore di a_g si differenziano al variare della probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento T_R .

☞ Risposta sismica locale

La risposta sismica in ambito strettamente locale viene valutata sulla base dei seguenti parametri:

- ◆ categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E);
- ◆ amplificazione stratigrafica S_S ;
- ◆ amplificazione topografica S_T .

6.3.1 Categoria di sottosuolo

Il territorio del Comune di Falmenta (VB) risulta ascritto alla Zona 4. Secondo i criteri elencati nel D.M. 1701/2018, si ritiene idoneo identificare i terreni di fondazione (edificio centrale e opera di presa) in una categoria di suolo assoggettabile alla

categoria “A” definita come “*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m*”.

Per l'areale della cabina di consegna in progetto, si ritiene invece cautelativo identificare i terreni di fondazione in una categoria di suolo assoggettabile alla categoria “E” definita come “*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m*”.

6.3.2 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC valgono 1.

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g , F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni tabulate sotto e nelle quali “g” rappresenta l’accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

6.3.3 Amplificazione topografica

Per superfici topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell’opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l’altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove S_t assume valore pari a 1.

6.4 Accelerazione massima di progetto

Avendo acquisito i parametri essenziali all’analisi della risposta sismica locale, è ora possibile definire l’accelerazione massima di progetto attesa al suolo A_{max} , valore

che verrà adottato per i successivi calcoli di verifica analitica, mediante la seguente relazione:

$$\begin{aligned}\text{Opera di presa} - A_{\max} &= a_g * S_s * S_T = [0,059 \text{ g} * 1,0 * 1,00] = \mathbf{0,0590 \text{ g}} \\ \text{Edificio centrale} - A_{\max} &= a_g * S_s * S_T = [0,059 \text{ g} * 1,003 * 1,00] = \mathbf{0,0591 \text{ g}} \\ \text{Cabina consegna} - A_{\max} &= a_g * S_s * S_T = [0,059 \text{ g} * 1,062 * 1,60] = \mathbf{0,100 \text{ g}}\end{aligned}$$

7. IDROLOGIA

7.1 *Idrologia superficiale*

Nell'area in esame, il collettore di drenaggio principale è rappresentato dal torrente Falmenta, il quale scorre, dalla testata della valle omonima fino a poche centinaia di metri ad Ovest dell'abitato di Luneco, con andamento prima SW-NE poi W-E., immettendosi nel torrente Cannobino.

L'assetto gerarchico è chiaramente influenzato da lineamenti strutturali orientati S.W-N.E. Per gran parte del suo percorso, l'andamento è sinuoso ed incassato.

Il bacino imbrifero presenta forma lievemente allungata verso Nord-Est e ampiezza laterale piuttosto omogeneo su tutto l'ambito di competenza; il settore di testata del bacino risulta limitato a Sud dalla cresta compresa tra il Monte Zeda ed il Monte Vadà, ed a Ovest dallo spartiacque compreso tra il Monte Zeda e La Piota.

Da una speditiva analisi morfometrica del bacino, condotta su cartografia in scala 1:10.000, si evince che il grado di gerarchizzazione del bacino imbrifero è pari a quattro.

L'idrografia superficiale si completa infine con i fenomeni di ruscellamento diffuso lungo i versanti, il quale confluiscono nel T. Falmenta attraverso le depressioni ed i canali morfologici presenti lungo i versanti marginali alla vallata.

7.2 *Idrologia sotterranea*

Nell'ambito del bilancio idrologico le perdite d'acqua per infiltrazione sono limitate alle condizioni di permeabilità secondaria del basamento roccioso (permeabilità dovuta a fratturazione) ed alla permeabilità primaria per porosità delle coperture detritiche.

In funzione delle caratteristiche geolitologiche della coltre di copertura, nonché geomorfologiche del territorio, la circolazione idrica sotterranea, nel suo complesso, risulta piuttosto eterogenea e discontinua.

Infatti, i versanti marginali all'alveo del T. Falmenta, nell'areale di studio, risultano interessati in buona parte da roccia affiorante e/o sub-affiorante, localmente obliterata da una esigua coltre eluvio-colluviale.

In tale situazione, quindi, le acque meteoriche filtrano nei depositi di copertura, laddove presenti, giungendo alla superficie di contatto roccia-detrito e scorrendo su di essa; pertanto, la circolazione sotterranea è limitata a scorrimento lungo la superficie di interfaccia tra roccia e detrito, alimentata prevalentemente in concomitanza ad eventi meteorici di una certa durata e/o intensità.

Ovviamente non è da escludere una circolazione profonda delle acque, che può avvenire per porosità secondaria, ovvero lungo fratturazioni e/o fessure della roccia; tale fenomeno è strettamente legato alle caratteristiche della roccia stessa quali scistosità, grado di fratturazione.

Per quanto riguarda, infine, la copertura alluvionale di fondovalle (alveo del torrente Falmenta), si osserva che è eterogenea in quanto la sedimentazione torrentizia è rapida e discontinua, con condizioni di deposizione dei sedimenti variabili anche in relazione allo stato evolutivo del corso d'acqua. In ogni caso lungo tutto il tratto

torrentizio interessato dalla derivazione, il substrato roccioso affiora anche sul fondo, con esclusione di alcune tratte in cui è osservabile un deposito clastico di corazzamento anche grossolano e locali settori con ghiaie e ciottoli da trasporto.

8. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEI TERRENI

I terreni di imposta su cui verranno realizzate le opere in progetto, sono caratterizzati dalle seguenti tipologie litologiche:

Substrato roccioso: le unità rocciose caratteristiche dell'area indagata, e direttamente interessate a tratti dalle opere in progetto, sono costituite da gneiss minuti della Zona Strona-Ceneri della Serie dei Laghi.

Depositi eluvio-colluviali: i depositi di copertura rilevabile nell'area di intervento ed in tutto l'intorno, sono pressoché esclusivamente composti da coltri eluvio-colluviali con spessori da pellicolari a pluri-decimetrici/metrici. In alcuni localizzati settori del versante sono ipotizzabili spessori maggiori, ma in ogni caso sempre di medio-moderata entità, data la diffusa presenza di substrato roccioso affiorante e subaffiorante. La composizione di tale copertura è caratterizzata da ghiaie e clasti in matrice sabbioso-terrosa con componente limosa.

9. CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO

In relazione alle caratteristiche dei terreni detritici di copertura interessati dalle opere in progetto, e sulla scorta di analisi correlative svolte in merito, il terreno può essere classificato secondo lo United Soil Classification System, comunemente adottato dal Corps of Engineers e dal Bureau of Reclamation System; si attribuisce quindi il materiale indagato al gruppo **GM**, definibile come ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo.

Tale classificazione permette entrare nella tabella che definisce i "Valori orientativi dei parametri che caratterizzano la curva sforzi-deformazioni di forma iperbolica - Primo Carico", in particolare si ricava il valore dell'angolo di attrito interno del materiale in oggetto, il quale nel caso specifico è compreso tra 31 e 42 gradi. In funzione della classificazione ottenuta, si possono inoltre definire le seguenti caratteristiche:

- possibile azione del gelo:	da lieve a media
- compressibilità e rigonfiamento:	molto lieve
- caratteristiche di drenaggio:	da discrete a scarse
- permeabilità:	$10^{-3} \div 10^{-6}$
- densità secca AASHO:	$1,90 \div 2,15 \text{ T/m}^3$
- caratteristiche di compattazione:	buone con accurato controllo, ruote gommate, rullo a piede di pecora
- valori tipici di progetto:	
C.B.R.	$40 \div 60$
moduli di sottofondo	$5.5 \div 8.3 \text{ kg/cm}^2$

10. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

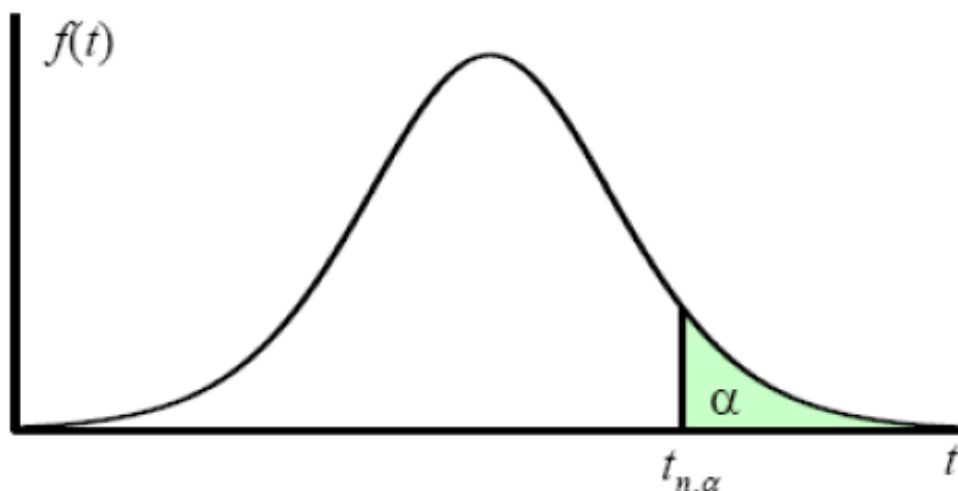
Per la trattazione statistica dei parametri geotecnici dei depositi sciolti, non avendo in tale fase di progetto effettuato prove di laboratorio e/o dirette sui terreni di indagine, si propone di valutare l'angolo d'attrito caratteristico attraverso l'elaborazione statistica di alcuni valori tipici acquisiti da bibliografia, nonché da rilievi diretti condotti su materiali analoghi, per la tipologia di terreno direttamente interessata dagli interventi.

In particolare, sulla scorta di dati pregressi acquisiti su terreni analoghi, si è attribuita alla litologia considerata la classificazione del suolo secondo la U.S.C.S. (Unified Soil Classification System).

L'Eurocodice 7 introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU o di SLE.

Se si utilizzano metodi statistici (peraltro non obbligatori), la derivazione del valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata di un valore peggiore (più sfavorevole) che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia maggiore del 5%.

Si tratta pertanto di un margine conservativo del 5% (che può coincidere con un 5° percentile od un 95° percentile della distribuzione statistica in considerazione), il quale ci garantisce probabilisticamente di avere un 95% dei casi per i quali il valore caratteristico ci cautele. Il valore del 95% è anche quello indicato come probabilità 'u', o integrale della funzione, nelle tavole statistiche relative ai percentili della legge di Student come illustrato in figura:



In geotecnica è circostanza decisamente non infrequente il dovere eseguire delle verifiche in presenza di scarsità di dati. Il trattamento statistico dei dati può essere eseguito anche con pochi dati a disposizione, utilizzando la discriminazione e il giudizio tecnico e la conoscenza regionale e locale.

Quando ci si trova, infatti, in condizioni di compensazione (generalmente strutturale) e il dataset ha una numerosità piccola (da 1 a 5 dati usualmente), possiamo ricorrere alla statistica classica, con ipotesi di varianza nota. L'equazione assume pertanto la seguente forma:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

dove:

- x_k è il valore caratteristico desiderato
- $\bar{x}$ con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
- z è la distribuzione normale standardizzata
- σ è la deviazione standard della popolazione
- n è la numerosità del campione

Il valore di σ nell'equazione precedente andrebbe determinato con l'ausilio di database locali specifici; quando questi mancano, si possono utilizzare i valori reperibili in letteratura. A tale proposito è utile esprimere la variabilità in termini di coefficiente di variazione COV espressa anche in termini percentuali:

$$COV = \frac{\sigma}{\mu}$$

dove:

σ = deviazione standard della popolazione

μ = media della popolazione

VALUTAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI E DI PROGETTO (5° PERCENTILE DISTRIBUZIONE DELLA MEDIA)

dati	media dati		Xk	
31	36,50		32,3	Valore caratteristico
42	COV Φ %		Xd	
	10		26,8	Valore di progetto
	n° dati			
	2			
$X_k = \bar{X} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$				
		$Z_{0.05}$	-1,6449	

Coltri eluvio-colluviali			
coesione	c	0,1-1,0	[T/m ²]
angolo d'attrito	φ_k	32	[°]
peso di volume	y	1,85	[T/m ³]
permeabilità	k	discreta-scarso	

I parametri geotecnici sopra indicati sono stati assunti in termini di valori caratteristici, ove con il termine caratteristico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite considerato.

11. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso è stata eseguita in riferimento alle analisi effettuate lungo le porzioni rocciose in sponda idrografica sinistra del T. Falmenta nel settore compreso tra la zona di imposta dell'opera di presa ed il previsto attraversamento della condotta (ST1); inoltre sono state effettuati rilievi geostutturali lungo i settori rocciosi interessati dalla posa della condotta forzata ed una stazione strutturale specifica (ST2) presso l'area dell'edificio centrale in progetto.

A tal fine è stato adottato l'ormai diffuso metodo di Z.T. Bieniawski (1989), il quale assegnando dei Rating a delle classi di grandezze, permette di suddividere l'ammasso roccioso secondo cinque classi per ognuno delle quali viene dettata una tipologia di comportamento.

E' bene specificare come tale metodo, associato ad altri altrettanto famosi (vedasi Q system di Barton), sono stati contemplati con specifico riferimento alle gallerie, dopo di che hanno trovato applicazione in una serie sempre più ampia di campi.

Passando alla descrizione delle classi di grandezza si ha:

1) Resistenza del materiale intatto: la determinazione dei parametri di resistenza alla compressione uniassiale è avvenuta mediante l'utilizzo di sclerometro (o Martello di Schmidt) opportunamente tarato. Lo strumento misura la resistenza alla compressione della porzione più superficiale della roccia, ovvero la resistenza alla compressione apparente. Lo strumento fornisce un valore locale della resistenza e consiste nel misurare il rimbalzo di un pistone metallico che percuote violentemente la roccia mediante una spinta conferitagli da una molla. La campagna di rilevamento si è svolta prendendo in riferimento una stazione di misura ed effettuando alcuni gruppi di misura per ciascun set di discontinuità, secondo le modalità descritte di seguito.

Le prove sono state eseguite in numero di 10 in corrispondenza di ogni superficie di discontinuità rilevata, scartando i 5 valori più bassi di ogni misura e calcolando il valore di rimbalzo significativo come media aritmetica dei cinque valori maggiori. I risultati così ottenuti sono stati nuovamente mediati al fine di ottenere un unico valore rappresentativo per l'ammasso roccioso. Nella sottostante tabella sono sintetizzati i dati di campagna ottenuti dalle prove con sclerometro.

ST1

	RIMBALZO									
K_s	43	37	41	40	43	42	41	40	36	41
K₁	38	40	44	42	44	45	40	41	37	34
K₂	35	44	37	42	41	36	39	38	43	32

	Valore medio	JCS
K_s	42,0 ←	78,5 MPa
K₁	43,2 ←	82,5 MPa
K₂	41,8 ↓	90,0 MPa

Tale valore è stato successivamente riportato su un diagramma che mette in relazione il rimbalzo con la resistenza alla compressione semplice, espressa in MPa, tenendo conto sia dell'inclinazione del martello rispetto all'orizzontale che della densità della roccia testata. In tal modo si è giunti alla determinazione della resistenza alla compressione monoassiale (MPa) che, nel caso specifico, è appunto stimabile in 83 MPa circa.

RATING: 7

ST2

	RIMBALZO									
K_s	42	43	40	40	44	48	38	40	36	40
K₁	47	40	44	49	40	48	47	40	42	42
K₂	36	44	37	46	40	42	38	45	40	35
K₃	38	40	42	37	36	42	38	34	36	40

	Valore medio	JCS
K_s	41,0 ←	73,5 MPa
K₁	45,8 ←	81,2 MPa
K₂	43,4 ←	85,0 MPa
K₃	40,4 ↓	80,9 MPa

Tale valore è stato successivamente riportato su un diagramma che mette in relazione il rimbalzo con la resistenza alla compressione semplice, espressa in MPa, tenendo conto sia dell'inclinazione del martello rispetto all'orizzontale che della densità della roccia testata. In tal modo si è giunti alla determinazione della resistenza alla compressione monoassiale (MPa) che, nel caso specifico, è appunto stimabile in 80 MPa circa.

RATING: 7

2) RQD (recupero percentuale modificato): non avendo a disposizione carotaggi per la valutazione della percentuale di recupero modificato, si è optato per una stima del parametro RQD, espresso in percentuale, mediante l'ausilio di un grafico che pone in correlazione la spaziatura delle discontinuità dell'area omogenea presa in esame con l'indice RQD.

ST1

Avendo rilevato un valore medio di spaziatura di circa 700 mm, si ricava un valore di RQD del 100%.

RATING = 20

ST2

Avendo rilevato un valore medio di spaziatura di circa 540 mm, si ricava un valore di RQD del 93%.

RATING = 20

3) Spaziatura delle discontinuità: si intende la distanza fra due discontinuità adiacenti, misurata lungo una linea retta di orientamento prefissato.

Il valore relativo viene espresso come spaziatura media di un sistema di giunti; come specificato sopra, la spaziatura media rappresentativa dei sistemi di discontinuità risulta quantificabile in circa 700 mm (ST1) ed in circa 540 mm (ST2).

ST1 -> RATING = 15

ST2 -> RATING = 10

4) Condizioni delle discontinuità: tale parametro è stato stimato in seguito a prove di campagna con utilizzo del "pettine di Barton" sulle diverse superfici di discontinuità rilevate. Il confronto dei profili rilevati con i profili standard (typical roughness profiles for JRC range) ha consentito, nel caso specifico, di individuare la corrispondenza con il profilo 3 per il set K1 (a cui viene attribuito un parametro JRC di 4-6, e con il profilo 5 per le altre discontinuità misurate (Ks, K2, K3), per il quale viene attribuito un range di variabilità del parametro JRC compreso tra 8 e 10.

ST1

Le discontinuità risultano prevalentemente con apertura serrata o di ordine sub-millimetrico, con superficie rugosa e con alterazione da assente a moderata.

Si ottiene quindi:

RATING = 25

ST2

Le discontinuità risultano prevalentemente con apertura sub-millimetrica/millimetrica, con superficie rugosa e con alterazione da debole a media.

Si ottiene quindi:

RATING = 20

5) Acqua: si intende la presenza o meno di acqua nelle discontinuità, intesa anche come umidità.

Dalle indagini eseguite non sono state rilevate venute d'acqua di particolare rilevanza; in alcune localizzate fratture si rinvenivano condizioni di umidità. Si ottiene quindi:

ST1 -> RATING = 10

ST2 -> RATING = 10

BRMR ST1 = 77

BRMR ST2 = 67

La classificazione di Bieniawski prevede a questo punto la valutazione di un parametro relativo alla *"Compensazione in funzione dell'orientamento delle discontinuità"*, il quale modifica il valore ottenuto dalla somma dei sopra riportati coefficienti.

Relativamente all'imposta delle opere di fondazione di opera di presa, edificio centrale e basamenti spalle attraversamento c.f. del T. Falmenta, si assegna un parametro di compensazione pari a -7 (discreto) in via cautelativa.

Per la stabilità della parete rocciosa a tergo edificio centrale si si assegna un parametro di compensazione pari a -25 (discreto).

Sommando tali valori correttivi al Basic RMR precedente (BRMR) precedentemente valutato, si ottiene quanto segue.

ST1

Fondazioni opera di presa, spalle attraversamento condotta forzata T. Falmenta:

RMR = 70

che permette di classificare l'ammasso roccioso come appartenente alla classe II (BUONO), la quale riporta i seguenti parametri di resistenza:

- coesione = 300÷400 KPa

- angolo di attrito = 35÷45 gradi

ST2

Fondazioni edificio centrale:

RMR = 60

che permette di classificare l'ammasso roccioso come appartenente alla classe III (DISCRETO), la quale riporta i seguenti parametri di resistenza:

- coesione = 200÷300 KPa

- angolo di attrito = 25÷35 gradi

I parametri geomeccanici possono essere correlati direttamente al BRMR attraverso le seguenti relazioni:

$$\varphi(^{\circ}) = 5 + \frac{BRMR}{2}$$

$$c(MPa) = 0,005 * BRMR$$

$$E(GPa) = 10^{\frac{BRMR-10}{40}}$$

dove:

$\varphi(^{\circ})$ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso

c(Mpa) = coesione dell'ammasso roccioso

E(Gpa) = modulo elastico dell'ammasso roccioso

Si ottiene (per la ST2):

$$\varphi = 38,5^{\circ}$$

$$c = 0,335 \text{ MPa}$$

$$E = 26,6 \text{ GPa}$$

Risulta interessante confrontare quanto ottenuto, con il **Q-System di Barton** (1979), calcolando l'indice Q che permette di ottenere il Rock Mass Quality:

$$Q = RQD/J_n * J_r/J_a * J_w/SRF$$

Individuando i valori relativi sulle rispettive tabelle si ha:

ST1

RQD = 100%

J_n = tre famiglie di discontinuità -> 6

3) J_r = rugose, irregolari, ondulate -> 3

4) J_a = Bordi fratture inalterati o leggermente alterati -> 1.5

5) J_w = scavo secco o afflussi minimi -> 1.0

6) SRF = tensione bassa -> 2.5

Eseguendo il calcolo relativo si ottiene:

$$Q = 13,3$$

che permette di classificare l'ammasso roccioso come BUONO (Classe IV).

ST2

RQD = 93%

J_n = quattro famiglie di discontinuità -> 15

3) J_r = rugose, irregolari, ondulate -> 3

4) J_a = Bordi fratture inalterati o leggermente alterati -> 1.5

5) J_w = scavo secco o afflussi minimi -> 1.0

6) SRF = tensione bassa -> 2.5

Eseguendo il calcolo relativo si ottiene:

$$Q = 4,96$$

che permette di classificare l'ammasso roccioso come DISCRETO (Classe V).

12. CONSIDERAZIONI SULL'INTERAZIONE TRA LA DERIVAZIONE IN PROGETTO E L'EQUILIBRIO GEOMORFOLOGICO DEL T. FALMENTA

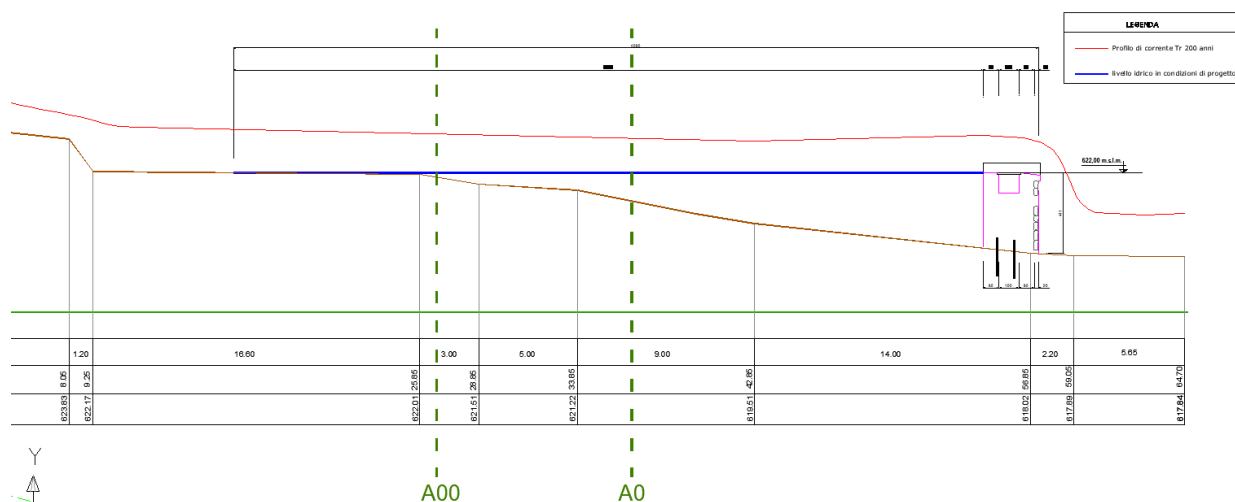
La scelta progettuale prevede la realizzazione di una traversa di presa avente elevazione di circa 4 metri dal fondo alveo naturale; tale traversa sarà saldamente ancorata all'ammasso roccioso.

La tipologia costruttiva proposta, per effetto delle condizioni morfologiche del tratto d'alveo interessato, consente di non creare modificazioni di particolare rilevanza all'assetto idromorfologico del T. Falmenta.

Infatti, la pendenza del tratto significativo del T. Falmenta a monte dell'opera di presa, si mantiene su valori dell'ordine del 10% circa, pertanto l'estensione dell'effetto invaso che si verrà a creare con l'imposta della nuova traversa sarà comunque limitata a poche decine di metri.

La rappresentazione planimetrica ed in sezione delle condizioni di massimo invaso è riportata nella Tav. 6 di progetto.

Prendendo atto delle simulazioni grafiche e di modellazione idraulica fornite dal progettista, si evince come a seguito della realizzazione della traversa di derivazione verrà a crearsi un invaso con estensione massima di circa 38 metri a monte della presa (rif. Tav. 6).



La conformazione morfo-strutturale del fondo e delle aree spondali del T. Falmenta, con prevalenza di roccia affiorante (solo locale strato di corazzamento sul fondo alveo a pezzatura medio-grossa) consentono di escludere modificazioni di particolare rilevanza dal punto di vista idro-geomorfologico dell'alveo.

L'assetto locale dell'alveo impedisce infatti evoluzioni plano-altimetriche determinate ad esempio da approfondimento per erosione al fondo; anche le condizioni delle pareti rocciose prospicienti all'alveo ad oggi non mostrano condizioni di dissesto significativo o segni di distacchi di elementi di rilevante pezzatura.

In relazione a quanto osservato si ritiene quindi compatibile l'opera con l'assetto idro-geomorfologico locale esistente e con le preventivabili evoluzioni esaminate.

Per quanto concerne il tratto d'alveo a valle dell'opera di presa, è possibile ipotizzare alcune modeste modificazioni del regime idraulico e geomorfologico del tratto sotteso.

In particolare si assisterà ad una diminuzione della portata naturale in arrivo ed al conseguente abbassamento del tirante idrico della corrente, alla diminuzione della velocità del flusso idrico e quindi della portata solida.

L'aumento della forza erosiva può divenire significativo nel tratto immediatamente a valle dell'opera di presa, e dipende essenzialmente dalla conformazione morfostrutturale dell'alveo sotteso.

Nel caso specifico, l'alveo del T. Falmenta, nel tratto a valle dell'opera di presa, risulta stabile e caratterizzato da detrito torrentizio a grossi massi e presenza di roccia affiorante sul fondo e lungo le zone spondali.

Nella zona di restituzione delle acque, inoltre, data la tipologia dell'impianto (ad acqua fluente) e data la trascurabilità delle oscillazioni all'interno del bacino di carico e dell'effetto invaso all'interno della condotta, si otterranno caratteristiche di deflusso del tutto simili a quanto avviene a monte delle opere di presa.

In conclusione, quindi, si ritiene che l'equilibrio geomorfologico del T. Falmenta non subisca particolari variazioni in seguito alla realizzazione degli interventi previsti.

13. ANALISI DELLE POSSIBILI INTERFERENZE TRA LE OPERE IN PROGETTO E LA DINAMICA DEL T. FALMENTA

In riferimento alla possibile interazione tra le opere in progetto e la dinamica del T. Falmenta e dei rii intercettati dallo sviluppo della condotta forzata, occorre valutare il regime di portata liquida, incrementato dalla stima di quella solida, del collettore di deflusso presente a margine dei terreni interessati dallo sviluppo dell'impianto proposto, in relazione alle opere previste da progetto.

Per le sopracitate analisi idrauliche, si faccia espressamente riferimento alle verifiche riportate nell'apposita Relazione redatta dallo Studio Tecnico Ing. Dario Lalomia nonché agli elaborati grafici di progetto riportanti il tirante idrico di massima piena preventivabile comprensiva del trasporto solida stimato.

14. ANALISI DELLE POSSIBILI INTERFERENZE TRA LE OPERE IN PROGETTO E LE SORGENTI ED I POZZI IDROPOTABILI EVENTUALMENTE ESISTENTI ALL'INTORNO

Dall'analisi degli elaborati di P.R.G. dell'area territoriale ampia all'intorno delle opere in progetto non risultano presenti sorgenti o derivazioni a scopo idropotabile che potrebbero subire alterazioni del regime di alimentazione e/o variazioni del regime di portata a seguito della realizzazione del progetto.

E' inoltre da considerare che la derivazione interessa un tratto di corso d'acqua fortemente incassato in alveo roccioso sul fondovalle, e pertanto non si configurano palesi condizioni di possibili alimentazioni di sorgenti di versante.

15. STABILITA' DELLE AREE ATTRAVERSALE

In riferimento alle operazioni di scavo necessarie alla creazione del setto entro cui verrà alloggiata la condotta, laddove sarà possibile interrare la stessa nella coltre detritica di copertura, si fa osservare come l'incidenza degli stessi sul terreno risulta talmente modesta da non interferire con l'assetto geostatico delle coltri di copertura superficiali né con l'assetto dell'ammasso roccioso interessato dall'ancoraggio delle opere, pertanto non sono state eseguite verifiche di stabilità a livello globale lungo il tracciato della condotta forzata.

Essendo, quindi, la quantità di materiale in eccedenza per metro lineare piuttosto limitata, questo verrà disposto sul territorio secondo la morfologia del terreno, modellando e livellando le asperità presenti in sito. In particolare le condizioni di equilibrio dei terreni di imposta, potranno essere mantenute tali adottando gli opportuni accorgimenti tecnici e rispettando le modalità esecutive descritte successivamente nonché le soluzioni proposte nel progetto di recupero ambientale.

In riferimento, invece, agli scavi da effettuare per l'imposta dell'edificio centrale, che si spingeranno anche sino a circa 10 metri in roccia rispetto al piano campagna, si rimanda alle specifiche analisi di stabilità in roccia riportate al Capitolo 12.

In riferimento, infine, alla stabilità globale del settore di versante di prevista imposta della cabina di consegna, si rimanda alle specifiche analisi di stabilità di seguito riportate:

Vengono nel seguito svolte le verifiche di stabilità globale opere-versante della cabina di consegna in progetto.

Il modello di calcolo ha previsto l'inserimento dell'accelerazione sismica, di un livello di falda superficiale, dei sovraccarichi indotti dal transito veicolare sulla strada comunale, delle pressioni massime SLU trasmesse al suolo dalla struttura (come da dati acquisiti dal Tecnico progettista/strutturista – 0,985 daN/cm^q), e dei parametri geotecnici caratteristici.

Si è inoltre considerato un modello geologico semplificato, monostrato, simulando la condizione maggiormente cautelativa di imposta in solo detrito.

L'attuazione delle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi SLU prevede, per il caso in esame, l'utilizzo dell'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob}$$

con

F_{sic} = coefficiente di sicurezza;

T_{max} = resistenza di taglio massima;

T_{mob} = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ($T_{max} = T_{mob}$) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1.

Impostazione della procedura di calcolo

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilità di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

- a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;
- b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{max} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi$$

con

T_{max} = resistenza di taglio massima del terreno;

c = coesione del terreno;

γ = peso di volume del terreno;

h = profondità della superficie di rottura;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno.

- c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$$T_{mob} = (c/F_{siic}) + (\gamma h \operatorname{tg} \varphi / F_{sicp})$$

con

F_{siic} = coefficiente di sicurezza legato a c ;

F_{sicp} = coefficiente di sicurezza legato a φ ;

1. deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati (T_{mob}) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb c , φ , γ ed h devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di T_{mob} . Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia

una variazione significativa di γ , c e ϕ del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce però all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di F_{sic} intervengono le seguenti incognite (n = numero dei conci preso in considerazione):

- a) le forze normali (N) agenti sulla base del concio (n incognite);
- b) le forze tangenziali (T) agenti sulla base dei conci (n incognite);
- c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali (n incognite);
- d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ($n-1$ incognite);
- e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ($n-1$ incognite);
- f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) ($n-1$ incognite);
- g) il coefficiente di sicurezza F_{sic} (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di $6n-2$ incognite. Per la sua risoluzione sono disponibili:

- a) $3n$ equazioni d'equilibrio;
- b) n equazioni del tipo:

$$T = (c l + N \operatorname{tg} \phi) / F_{sic}$$

con

l = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite N , T ed F_{sic} .

c) n equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di N e T cada a metà della base del concio.

In totale quindi sono disponibili $5n$ equazioni per la soluzione analitica del problema. Perché si possa arrivare alla determinazione di F_{sic} occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.

In realtà perché il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora $n-2$ equazioni (la differenza fra il numero delle incognite, $6n-2$, ed il numero delle equazioni disponibili, $5n$). Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

Risoluzione con i metodi dell'equilibrio limite: metodo di Bishop (semplificato)

Con il metodo di Bishop semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

E' anche questo un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti. Viene supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s)$$

con $X_i = (c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \operatorname{tg} \phi) \times dx / \cos \alpha$

con g_w = peso di volume dell'acqua;

h_W = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \tan \alpha \times \tan \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio è per ogni concio data da:

$$T_{i \text{ mob}} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \sin \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \sum_{i=1-n} T_{i \text{ max}} / \sum_{i=1-n} T_{i \text{ mob}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che è la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della T_{max} . Di conseguenza non sarà possibile la determinazione diretta di F_s .

La procedura da adottare dovrà essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s . Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di F_s (per es. ottenuto applicando Fellenius) e si calcola un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s' - F_s > 0.001$), si ritorna al passo a), inserendo, al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato è F_s' .

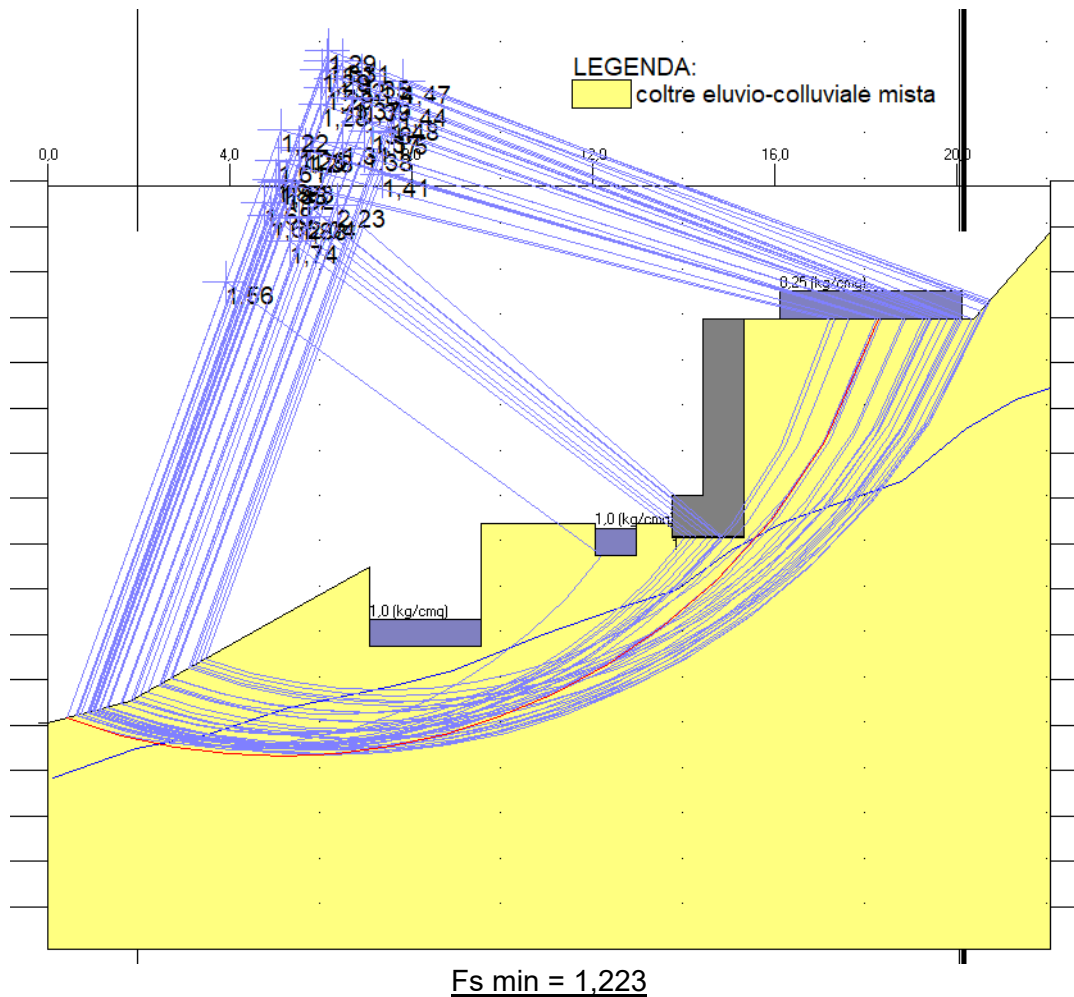
Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere. Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_W \times h_W - c \times \tan \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$
con s' = pressione normale agente sulla base del concio;
- $\cos \alpha \times (1 + Y / F_s) > 0.2$.

In caso contrario il metodo può condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Risultati di calcolo

Dai risultati di calcolo dai relativi grafici riferiti alla sezione di verifica, è possibile evincere come le ipotetiche superfici di scivolamento maggiormente critiche per gli interventi di progetto, determinino valori del coefficiente di sicurezza compatibili con quanto previsto dal D.M.17.01.2018, e siano quindi compatibili con l'assetto geostatico del territorio (cfr. elaborati di calcolo).



16. PREVISIONI SUL TERRENO D'IMPOSTA

Una lettura immediata delle previsioni sul terreno d'imposta, è ottenibile dall'analisi dei litotipi e dei depositi caratterizzanti i terreni interessati, e soprattutto dalla valutazione tecnica ragionata del binomio "opere previste-problematiche presenti".

La realizzazione dell'opera in progetto dovrà tenere in considerazione le condizioni di stabilità delle litologie sopra descritte, valutando l'incidenza dei lavori di scavo, nonché le modalità di posa dei manufatti.

A livello progettuale, possono quindi farsi delle previsioni di massima, dettate dalle condizioni geostatiche del territorio, nonché dalle caratteristiche del terreno d'imposta, in modo da fornire un'ottima base sulla quale impostare il lavoro, la quale potrà poi essere confermata o modificata in funzione dai dati che emergeranno durante l'esecuzione dei lavori.

17. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE IN ROCCIA

Il presente calcolo permette una stima della capacità portante dell'ammasso roccioso su cui si prevede l'imposta delle opere previste; in particolare la valutazione eseguita fa riferimento alla fondazione ancorata al substrato avente dimensioni in pianta di circa 14,50 x 8,80 metri.

La capacità portante limite di una fondazione superficiale su roccia dipende da fattori quali:

1. il tipo di roccia;

2. l'orientamento dei giunti meccanici rispetto alla fondazione;
3. la spaziatura dei giunti;
4. le condizioni dei giunti (chiusi o aperti, alterati o integri).

Nelle situazioni in cui l'ammasso roccioso sia attraversato da uno o più sistemi di fratture con spaziatura inferiore o prossima alla larghezza fondazionale, la capacità portante può essere influenzata dalla resistenza meccanica di tali giunti, che è sempre inferiore a quella della roccia integra. Si considerano tre situazioni.

- Giunti meccanici aperti (>5 mm) con inclinazione subverticale ($>70^\circ$): in questo caso la rottura avviene, quando risulta superata la resistenza alla compressione non confinata delle singole colonne di roccia isolate dalle fratture. La portanza limite deve essere quindi calcolata con la relazione:

$$q_{\text{lim}} = 2c \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right).$$

- Giunti meccanici stretti o chiusi (≤ 5 mm) con inclinazione subverticale ($>70^\circ$): in questa situazione la portanza dipende esclusivamente dalla resistenza meccanica dei giunti. Si applica quindi la relazione:

$$q_{\text{lim}} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

tenendo però presente che la coesione e l'angolo di attrito da inserire nel calcolo devono essere quelli dei giunti meccanici e non dell'ammasso roccioso.

- Giunti meccanici chiusi o aperti con inclinazione compresa fra 20° e 70° : anche in questo caso la capacità portante è funzione solo della resistenza meccanica dei giunti.
- Giunti meccanici chiusi o aperti suborizzontali ($<20^\circ$): il calcolo può essere ricondotto al caso dell'ammasso roccioso integro.

17.1 Formula di Brinch Hansen (1970)

La relazione

$$q_{\text{lim}} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

è quella classica di Terzaghi valida per fondazioni nastriformi ($B > 5L$). Con tipologie fondazionali diverse (plinti e platee) o dove si sia in presenza di fondazioni con carichi inclinati, base ruotata o ubicate su un pendio può essere utilizzata la generalizzazione formula da Brinch Hansen

$$q_{\text{lim}} = s_c d_c i_c b_c g_c cNc + s_q d_q i_q b_q g_q \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma BN\gamma_2$$

dove:

sc, sq, s γ =fattori di forma, dati da:

$$s_c = 1 + (Nq/Nc) (B/L);$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan\varphi;$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L);$$

dc, dq, d γ =fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$d_c = 1 + 0.4 k;$$

$$\text{dove } k = D/B \text{ per } D/B \leq 1 \text{ e } k = \arctan(D/B) \text{ per } D/B > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\varphi [1 - \sin\varphi]^2 k;$$

$$d_\gamma = 1.$$

ic, iq, i γ =fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1);$$

$$i_q = [1 - 0.5H / (V + A c \cotan \varphi)]^5;$$

$$i_\gamma = [1 - 0.7H / (V + A c \cotan \varphi)]^5 \text{ per } b^\circ = 0;$$

$$i_\gamma = [1 - (0.7 - b^\circ/450) H / (V + A c \cotan \varphi)]^5 \text{ per } b^\circ > 0;$$

dove H = componente longitudinale del carico;

V=componente assiale del carico;

b° =inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

A=area effettiva della fondazione;

b_c, b_q, b_γ =fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = 1 - b^\circ/147;$$

$$b_q = \exp[-2 b(\text{rad}) \tan \varphi];$$

$$b_\gamma = \exp[-2.7 b(\text{rad}) \tan \varphi];$$

g_c, g_q, g_γ =fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$$g_c = 1 - p^\circ/147;$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan p^\circ)^5.$$

p° =inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale.

17.2 Calcolo del cedimento

Si utilizza la seguente relazione (teoria dell'elasticità):

$$S = DH \ Q_z / E_d$$

in cui:

DH=spessore dello strato;

Q_z =incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato, calcolabile con uno dei metodi descritti nel precedente capitolo;

E_d =modulo elastico dello strato.

Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.75. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B$$

con B=lato corto della fondazione.

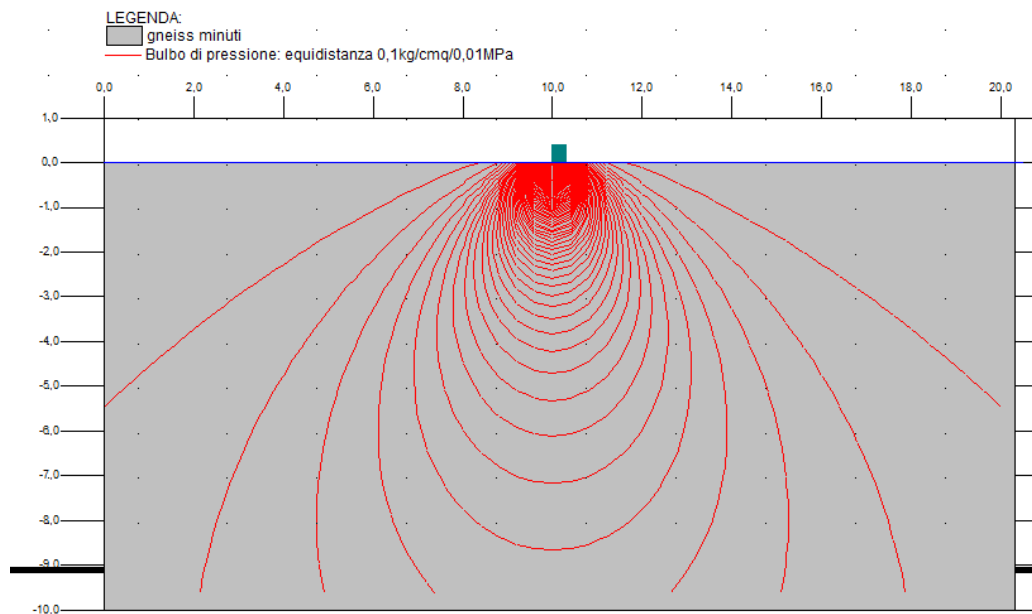
Nel caso in cui non sia verificata tale condizione occorre suddividere lo strato in due o più sottostrati di spessore inferiore a B e ripetere il calcolo per ognuno di essi, sommando infine i risultati.

17.3 Risultati di calcolo

La valutazione di seguito eseguita si è basata sui parametri geotecnici-geomeccanici ricavati da rilievi sugli affioramenti in superficie e su alcuni parametri desunti da bibliografia, considerando cautelativamente la presenza di falda nell'ammasso roccioso e considerando, nella valutazione in condizioni sismiche, le sollecitazioni di cui al precedente capitolo 6. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

$$Q_{sLU} \text{ (Portanza stato limite ultimo)} = 3,01 \text{ kg/cm}^2 - \text{condizioni sismiche}$$

Si sono inoltre stimati i cedimenti secondo la Teoria dell'elasticità, ottenendo un valore complessivo nel punto centrale di 0,17 mm, su applicazione di un carico ipotizzato pari alla portanza allo SLU.



Per ulteriori dettagli geometrici e dimensionali delle opere di fondazione verificate, si faccia riferimento agli elaborati di calcolo in allegato.

18. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE IN DETRITO

Il presente calcolo permette la valutazione della capacità portante dei terreni detritici (modello geologico semplificato con solo detrito) su cui verranno impostate le opere di fondazione dell'edificio adibito a cabina di consegna, secondo il predimensionamento di massima indicato da progetto.

Nei calcoli di progetto deve tenersi conto anche della profondità della falda, questa verrà cautelativamente considerata a livello superficiale.

Nel calcolo sono stati contemplati gli effetti inerziali dovuti ad un sisma con accelerazione massima al suolo (A_{max} di progetto) pari a 0,100 g preventivabile per un tempo di ritorno T_R pari a 949 anni e determinato in relazione ai parametri V_R e P_{VR} , dove V_R rappresenta la vita di riferimento della costruzione in progetto (100 anni) e P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R precedentemente indicato, introducendo dei fattori correttivi Z (Paolucci & Pecker, Shikhiev & Jakovlev) nell'equazione seguente.

Formula di Brich Hansen (1970):

$$Q_{lim} = (c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c * z_c) + (s_q * \gamma * D * N_q * d_q * i_q * b_q * g_q * z_q) + \\ + (0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma * z_\gamma) \quad (\text{per } \Phi > 0)$$

dove:

c = coesione del terreno

γ = peso di volume del terreno

B = larghezza fondazione (dimensione lato corto)

D = profondità di posa delle fondazioni

N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di portanza

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi per carichi inclinati

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per l'approfondimento

$bc, bq, b\gamma$ = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$gc, gq, g\gamma$ = fattori correttivi per fondazioni su pendio

$zc, zq, z\gamma$ = fattori correttivi in condizioni sismiche

L'attuazione delle verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limite ultimi SLU, ed in particolare allo SLV, richieste per opere di fondazioni superficiali, si è ritenuto adeguato l'utilizzo dell'Approccio 2 (A1+M1+R3) che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Il valore del carico limite emerso dall'applicazione della sopra indicata formula di calcolo dovrà essere "corretto" applicando un coefficiente di riduzione parziale γ_R , che per la capacità portante è pari a 2,3 (R3).

In riferimento, invece, ai coefficienti di riduzione dei parametri del terreno, l'Approccio 2 considera i coefficienti della colonna M1, quindi pari ad 1; in sostanza i parametri caratteristici considerati nel modello geotecnico rimangono tali con l'Approccio 2 e possono essere quindi utilizzati come valori di progetto.

$Q_{SLV} = 1,07 \text{ kg/cm}^2$ (condizioni sismiche)

Pertanto per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

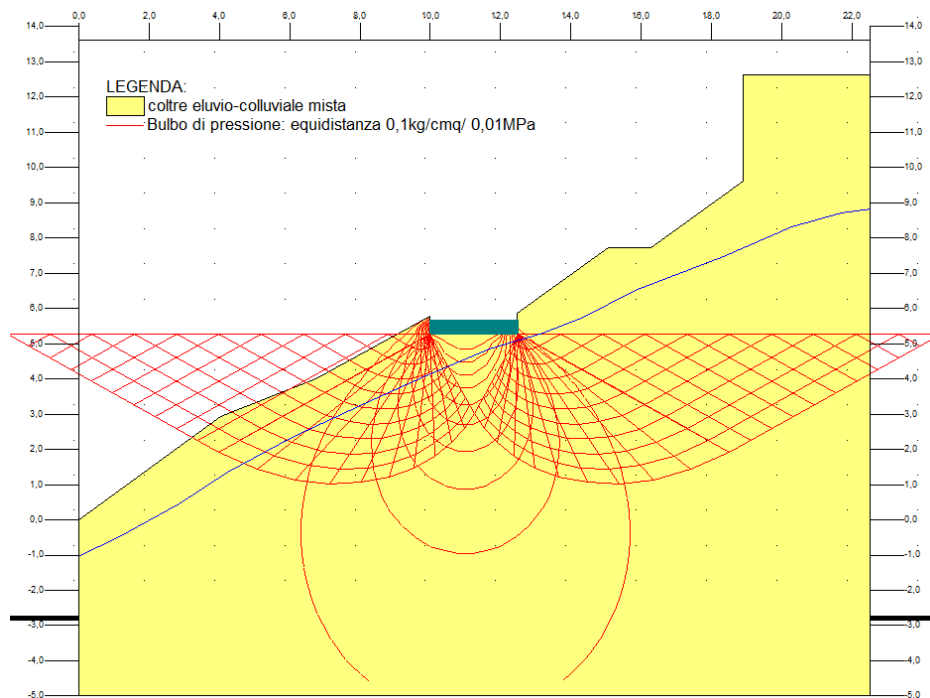
$$Ed \leq Rd$$

Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Il tecnico progettista/strutturista, una volta determinati i valori delle azioni di progetto (azione STR e azione GEO) dovrà verificare la disequaglianza sopra citata.

Il valore ottenuto deve essere tale che i cedimenti assoluti non superino i limiti accettabili per la funzionalità della struttura in esame, ovvero sia verificato agli stati limite d'esercizio SLE.



La verifica è stata effettuata utilizzando il metodo basato sulla Teoria dell'elasticità; ipotizzando in via cautelativa, un carico applicato dell'ordine di $1,07 \text{ Kg/cm}^2$ (pari alla resistenza del terreno allo SLU), emerge un valore di cedimento massimo di **10,0 mm**.

E' inoltre possibile stimare in prima approssimazione il coefficiente di sottofondazione secondo il metodo proposto da Vesic (metodo semplificato), il cui valore e pari a **1,40 Kg/cm³**.

Per ulteriori dettagli geometrici e dimensionali delle opere di fondazione verificate, si faccia riferimento agli elaborati di calcolo in allegato.

19. CRITERI TECNICO-ESECUTIVI

Nel presente capitolo verranno trattati i criteri tecnici e le modalità esecutive per eseguire i lavori necessari alla realizzazione dell'opera compatibilmente con l'equilibrio idrogeologico del territorio e con l'inserimento dal punto di vista ambientale.

Criteri generali/movimentazione materiale

- ♦ Le strutture che saranno ancorate al substrato roccioso dovranno essere rese solidali all'ammasso mediante infissione di barre di ancoraggio ad aderenza migliorata e sigillate in foro con malte cementizie antiritiro; il piano di imposta delle strutture e dei sostegni della condotta dovrà essere livellato, eventualmente asportando la porzione superficiale della roccia se alterata o degradata.
- ♦ Nelle porzioni di territorio in cui il terreno risulta coperto da cotico vegetale, la preparazione del sito verrà eseguita previa l'asportazione di tale coltre superficiale e la sua momentanea messa in disparte. Lo stesso verrà successivamente sfruttato per completare il ritombamento del setto, al fine di recuperare dal punto di vista ambientale l'area di scavo. La continuità e la corretta crescita di quest'ultimo, in associazione all'attenta e corretta costipazione della copertura costituente il ritombamento del setto, sono essenziali per evitare l'infiltrazione delle acque di precipitazione e di dilavamento, e quindi inibire possibili inneschi di fenomeni erosivi e di fluidificazione.
- ♦ I lavori di scavo e riporto necessari per l'esecuzione delle opere sopra descritte, verranno eseguiti tramite mezzi meccanici dotati di benna rovescia per la rimozione e la movimentazione dei materiali sciolti, mentre qualora risulti necessaria la rimozione di grossi blocchi di materiale litoide e/o l'incisione della roccia in posto, verrà fatto uso di martellone o di apposita attrezzatura.
- ♦ I lavori di scavo dovranno essere eseguiti avendo cura di non creare accumuli in alveo del T. Falmenta o dei rii minori interessati dalle opere; l'eventuale detrito interferente con alvei attivi dovrà essere tempestivamente rimosso e collocato temporaneamente in area esterna non interferente con le acque di deflusso.
- ♦ Nelle aree interessate dalla movimentazione di materiale detritico, e quindi lungo le scarpate di neoformazione, dovrà prevedersi l'immediato recupero del terreno smosso, al fine di evitare possibili dilavamenti o inneschi di processi evolutivi. Modeste opere trasversali di tipo provvisoria consentiranno di trattenere il materiale rimaneggiato per il tempo necessario alla crescita del nuovo substrato vegetale, laddove preesistente.
- ♦ Il materiale di risulta dagli scavi potrà essere riutilizzato per eseguire i riempimenti, i reinterri ed i riporti previsti da progetto, previa selezione e compattazione del materiale stesso al fine di conseguire le caratteristiche geotecniche adeguate; da progetto si prevede compensazione tra scavi e reinterri/riporti, pertanto non si prevede esubero di materiale da allontanare dall'area di cantiere. In ogni caso, la cubatura eventualmente in eccedenza dovrà essere allontanata e gestita ai sensi della vigente normativa di settore.

- ♦ Laddove la condotta attraverserà linee di scorrimento delle acque superficiali sarà indispensabile interrare la tubazione ad una sufficiente profondità rispetto alla quota di fondo alveo, adottando adeguati accorgimenti protettivi della condotta stessa al fine di prevenire potenziali fenomeni di scalzamento/danneggiamento dell'opera per azione delle acque di deflusso. In ogni caso non dovrà essere compromessa la sezione di deflusso esistente.

Realizzazione delle strutture

- ♦ Le pressioni/azioni massime di progetto trasmesse al suolo dalle strutture in progetto dovranno essere compatibili con il valore della resistenza di progetto del terreno di fondazione come emerso dai calcoli effettuati in base alla geometria di predimensionamento della fondazione. Tali dati dovranno essere confermati in fase esecutiva, mediante l'osservazione diretta del suolo. Qualora non venissero confermate le condizioni stratigrafiche ipotizzate, si dovrà provvedere ad una indagine integrativa specifica, adeguatamente riveduta e corretta.
- ♦ A contatto con le soletta/platea di fondo, nonché a contatto con le mura perimetrali a diretto contatto con il terreno/roccia, è raccomandabile la posa di guaina impermeabilizzante o, in alternativa, materiali cementizi impermeabilizzanti a base di resine viniliche opportunamente trattate (tipo cemento flessibile elastico), atti a resistere alle sollecitazioni indotte dalle contropinte idrauliche esercitate dalle acque, in modo da preservare la struttura dalla formazione di zone umide.

Interventi di riassetto e prevenzione

- ♦ Sarà necessario procedere ad un'immediata operazione di ripristino del setto di scavo, da eseguirsi mediante il riporto del terreno di scavo e, laddove preesistente, dello strato terroso-vegetale, congiuntamente con le opere di recupero ambientale previste da progetto. La tempestività dell'intervento si rende necessaria in quanto il detrito smosso potrebbe interagire facilmente con le acque superficiali, sia meteoriche che di ruscellamento.
- ♦ In caso di accidentali sversamenti di sostanze inquinanti nel corso dei lavori, sarà indispensabile procedere immediatamente al risanamento delle porzioni contaminate, al fine di inibire processi di contaminazione del suolo e del sottosuolo.

20. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il rilievo di dettaglio ha permesso di evincere le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dei terreni attraversati e di un intorno significativo degli stessi.

Dopo aver eseguito un'analisi geologico-geomorfologica dell'area in oggetto, nonché aver ispezionato i terreni interessati dai manufatti e dalla condotta in progetto, si ritiene che le opere previste non modificano l'assetto geologico, idrogeologico e geostatico del territorio.

Dall'analisi delle risultanze ottenute, pertanto, è emerso che la realizzazione dell'impianto di derivazione previsto, e gli interventi di finitura dello stesso, se eseguita secondo quanto dettato nella presente relazione, non interferisce con la stabilità delle aree attraversate né con l'equilibrio idrogeologico del territorio, e sia pertanto fattibile dal punto di vista geologico-tecnico.

Domodossola, settembre 2023

DATI DI CALCOLO
VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Cabina di consegna

CONDIZIONI SISMICHE

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: stabilità globale cabina consegna

Parametri geotecnici degli strati

Strato n.

1

Descrizione litologica:

coltre eluvio-colluviale mista

Angolo di attrito (°):	32
Densità relativa (%):	60
Coesione(kg/cm ²):	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1850
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2050
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cm ²):	300
Coefficiente di Poisson:	0,3
O.C.R.:	1
Angolo di attrito residuo (°)	0
Coefficiente di pressione neutra:	0
Modulo dinamico di taglio (kg/cm ²):	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: stabilità globale cabina consegna

Opere e carichi sul pendio - muri di contenimento

Muro di contenimento n. _____

1

Posizione del muro

Ascissa piede (m):	13,73	Ordinata piede (m):	1183,16
Peso di volume del muro (kg/mc):			2600
Altezza totale del muro (m):			4,8
Lunghezza della base (m):			1,6
Spessore della parete (m):			0,9
Spessore della base (m):			0,9
Distanza lato a valle fondazione-parete (m):			0,7
Metodo di calcolo della spinta attiva:			Rankine
Spinta attiva massima (kg/m):			6963,25
Forza massima mobilitabile (kg/m):			8042,07
Peso del muro (kg/m):			12870

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: stabilità globale cabina consegna

Opere e carichi sul pendio - sovraccarichi

Sovraccarico n. _____

1

Posizione del sovraccarico

Ascissa a valle (m):	7,08	Ordinata a valle (m):	1180,73
Larghezza dell'area caricata (m):			2,45
Inclinazione del sovraccarico (°):			90
Modulo del sovraccarico(kg/cm ²):			1

Sovraccarico n.

2

Posizione del sovraccarico

Ascissa a valle (m):	12,06	Ordinata a valle (m):	1182,75
Larghezza dell'area caricata (m):			0,9
Inclinazione del sovraccarico (°):			90
Modulo del sovraccarico(kg/cm ²):			1

Sovraccarico n.

3

Posizione del sovraccarico

Ascissa a valle (m):	16,12	Ordinata a valle (m):	1187,97
Larghezza dell'area caricata (m):			4
Inclinazione del sovraccarico (°):			90
Modulo del sovraccarico(kg/cm ²):			0,25

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: stabilità globale cabina consegna

Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
1	2,44	1179,88	19,44	1187,96		1,378					
2	3,37	1180,4	19,35	1187,96		1,496					
3	0,93	1179,29	14,15	1183,15		1,665					
4	3,1	1180,25	20,74	1188,37		1,47					
5	1,17	1179,35	19,4	1187,96		1,277					
6	0,65	1179,22	14,27	1183,15		1,679					
7	2,72	1180,04	18,81	1187,96		1,376					
8	3,13	1180,27	15,63	1187,96							
9	2,73	1180,04	16,22	1187,96							
10	0,92	1179,29	20,34	1187,96		1,31					
11	1,63	1179,47	14,49	1183,15		1,878					
12	1,32	1179,39	18,34	1187,96		1,299					
13	2,79	1180,07	13,05	1183,45							
14	3,15	1180,28	19,65	1187,96		1,483					
15	0,99	1179,31	17,31	1187,96		1,932					
16	1,67	1179,48	16,07	1187,96							
17	0,41	1179,16	12,18	1182,75		1,557					
18	1,33	1179,4	20,13	1187,96		1,32					
19	1,96	1179,6	16,62	1187,96							
20	3,04	1180,21	16,19	1187,96							
21	0,83	1179,26	16,02	1187,96							
22	1,62	1179,47	14,02	1183,15		1,744					
23	1,04	1179,32	14,8	1183,15		1,82					
24	0,65	1179,22	15,45	1187,96							
25	2,19	1179,74	19,98	1187,96		1,395					
26	1,17	1179,35	18,23	1187,96		1,285					
27	1,84	1179,54	14,64	1183,15		2,043					
28	3,48	1180,46	18,28	1187,96		1,41					
29	1,12	1179,34	16,17	1187,96							
30	1,01	1179,31	18,22	1187,96		1,265					
31	0,62	1179,21	17,64	1187,96		1,614					
32	2,03	1179,64	18,88	1187,96		1,31					
33	1,13	1179,34	19,8	1187,96		1,286					
34	0,72	1179,24	14,77	1183,15		1,799					
35	2,49	1179,9	20,53	1188,13		1,4					
36	1,89	1179,56	20,65	1188,28		1,352					
37	2,75	1180,05	19,27	1187,96		1,37					
38	0,86	1179,27	17,21	1187,96		1,882					
39	0,78	1179,25	16,4	1187,96							
40	1,29	1179,39	20,71	1188,34		1,311					
41	2,53	1179,93	14,88	1183,15		2,229					
42	0,86	1179,27	20,68	1188,31		1,288					
43	0,41	1179,16	18,28	1187,96		1,223					
44	0,89	1179,28	20,09	1187,96		1,287					
45	0,78	1179,25	16,34	1187,96							
46	0,75	1179,24	16,45	1187,96							
47	3,23	1180,32	20,03	1187,96		1,441					
48	2,58	1179,96	17,82	1187,96							
49	1,89	1179,56	19,98	1187,96		1,37					
50	2,55	1179,94	16,02	1187,96							

<i>N.</i>	<i>X valle m</i>	<i>Y valle m</i>	<i>X monte m</i>	<i>Y monte m</i>	<i>Fellenius</i>	<i>Bishop</i>	<i>Janbu</i>	<i>G.L.E.</i>	<i>Sarma</i>	<i>Spencer</i>	<i>Kc</i>
-----------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	------------------	---------------	--------------	---------------	--------------	----------------	-----------

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,1

Coefficiente beta.....:0,38

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,05

Studio geologico Marangon

Via Boromelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Riferimenti: stabilità globale cabina consegna

Data: agg. Sett 2023

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghesza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du)
43	1,223	Bishop semplificato	1	0,409	1179,156	1,25	-17,4	0,407	661,39	0	0	0	32	0
			2	1,601	1178,783	1,22	-12,3	1,331	2204,65	0	0	0	32	0
			3	2,793	1178,523	1,2	-7,3	2,339	4039,86	0,3	0	0	32	0
			4	3,985	1178,372	1,2	-2,3	3,259	5922,75	0,8	0	0	32	0
			5	5,176	1178,324	1,19	2,7	4,056	7537,51	1,1	0	0	32	0
			6	6,368	1178,38	1,19	7,6	3,517	6459,02	1,2	4753,7	638,38	32	0
			7	7,56	1178,54	1,2	12,7	2,45	4498,67	1,3	11626,23	2616,45	32	0
			8	8,751	1178,808	1,22	17,8	3,677	6947,61	1,4	7413,07	2382,83	32	0
			9	9,943	1179,191	1,25	23,1	4,76	8931,8	1,4	0	0	32	0
			10	11,135	1179,7	1,3	28,6	3,659	6923,78	1,3	2338,86	1276,23	32	0
			11	12,326	1180,35	1,36	34,4	2,79	5309,03	1	5224,96	3583,24	32	0
			12	13,518	1181,167	1,45	40,7	1,931	3449,97	0,6	5974,72	5140,29	32	0
			13	14,71	1182,193	1,57	47,6	3,228	5779,75	0,2	3360,63	3686,48	32	0
			14	15,902	1183,5	1,77	55,7	4,274	7716,26	0	1370,41	2010,47	32	0
			15	17,093	1185,248	2,12	66,3	1,616	2866,04	0	1198,47	2727,56	32	0
				18,285	1187,96	2,96								

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,1

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,05

Coefficiente beta.....0,38

DATI DI CALCOLO
CAPACITA' PORTANTE IN ROCCIA

Edificio centrale

CONDIZIONI SISMICHE

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

Parametri ammasso roccioso:

Descrizione litologica:

gneiss minuti	
Strato n.	1
G.S.I. (Geological Strength Index):	62
Indice Q della classificazione di Barton:	5
Coefficiente di Poisson:	0,22
Peso di volume sopra falda(kN/mc):	26,08
Peso di volume sotto falda(kN/mc):	26,18
Costante mi della roccia:	28
Resistenza compressione monoassiale(MPa):	80
Modulo elastico ammasso roccioso(MPa):	16727,49
Fattore di portanza Nq:	20,77
Fattore di portanza Nc:	23,73
Fattore di portanza Ny:	42,22
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

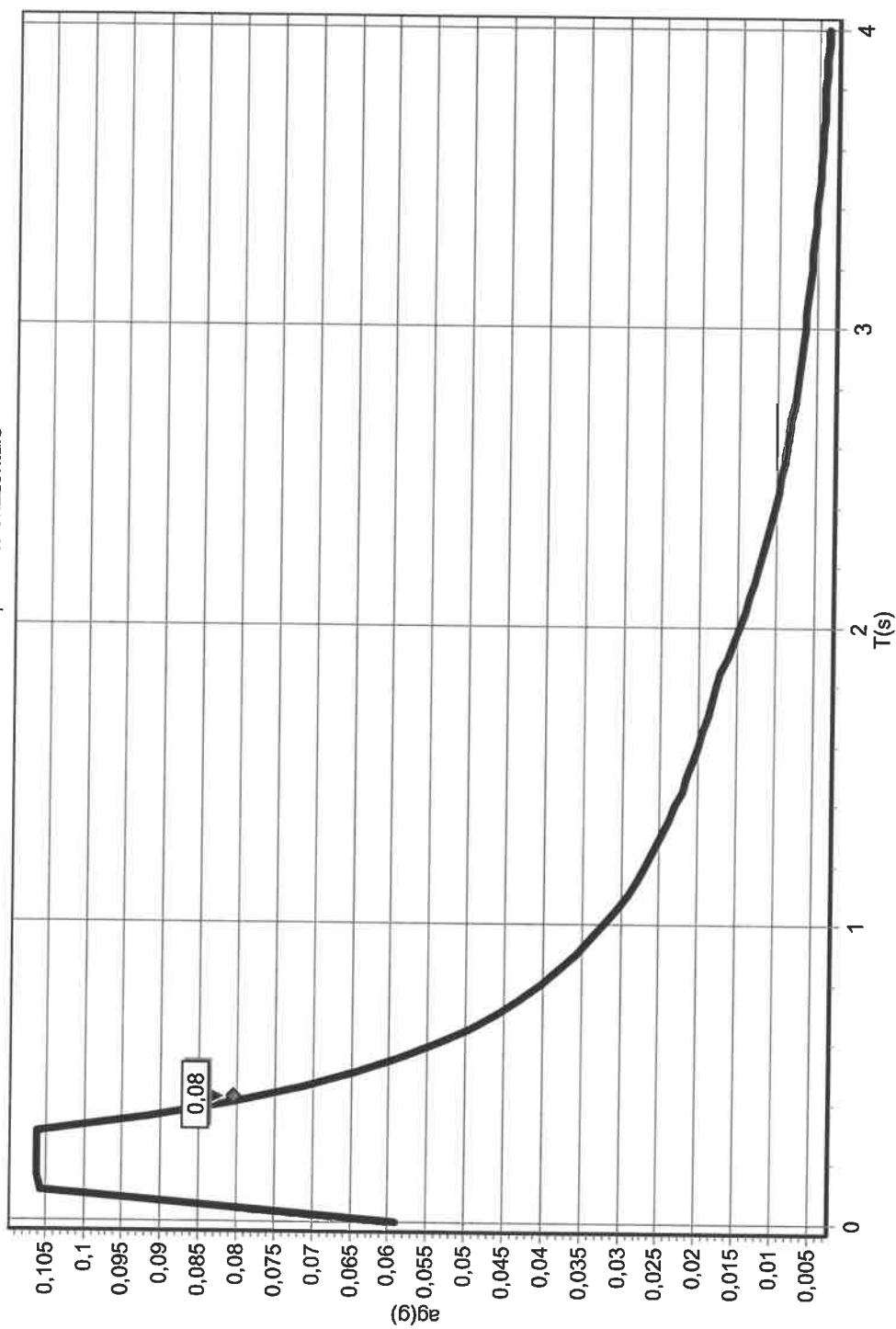
Riferimenti: Edificio centrale

Parametri geomeccanici del terreno: strato n.1

Parametri giunti meccanici:

<i>Immersione(°)</i>	<i>Inclinazione(°)</i>	<i>JCS(MPa):</i>	<i>JRC</i>	<i>Phi base(°)</i>	<i>Spaziatura(cm)</i>	<i>Apertura(mm)</i>
182	68	73,5	9	29	18	1
130	80	81,2	5	29	45	3
70	72	85	8	29	70	1
25	34	80,9	10	29	85	2

SPETTRO DI PROGETTO componente orizzontale



Accel.sismica max terreno(g):0,059 Coef.sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,08 Inclinazione del carico dovuta al sisma(^°):4,599

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Fondazione n. 1

Larghezza della fondazione (m): 0,3

Lunghezza della fondazione (m): 14,5

Profondità di posa lato destro (m): 0

Profondità di posa lato sinistro (m): 0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen NTC2008/NTC2018 App.II sismica

Fattori di forma

Sc: 1 Sq: 1,01 Sy: 0,99

Fattori di profondità

Dc: 1 Dq: 1 Dy: 1

Fattori inclinazione carico

Ic: 0,81 Iq: 0,82 Iy: 0,75

Fattori inclinazione pendio

Gc: 1 Gq: 1 Gy: 1

Fattori inclinazione base

Bc: 1 Bq: 1 By: 1

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc: 1 Zq: 1 Zy: 0,99

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per G.S.I.:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per res.compressione:	1
Correzione per rottura locale:	non applicata
Carico S.L.U.(MPa):	3,01
Carico S.L.E.(MPa):	3,01
Profondità del cuneo efficace (m):	0,53
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,059

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Riassunto verifica allo scorrimento

Secondo il NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione gettata in opera n.	1
Larghezza della fondazione (m):	0,3
Lunghezza della fondazione (m):	14,5
Profondità di posa lato destro(m):	0
Profondità di posa lato sinistro (m):	0
AZIONI SULLA FONDAZIONE	
Fattore di sicurezza di Legge:	1,1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (k _{hi}):	0,08
Carico assiale S.L.U.(kN):	0
Carico longitudinale S.L.U.(kN):	0
Carico assiale S.L.V./S.L.C.(kN):	0
Carico longitudinale S.L.V./S.L.C.(kN):	0
RISULTATO	
Resistenza allo scorrimento (kN):	0
Fattore di sicurezza allo scorrimento:	20,13

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Calcolo della pressione efficace e totale del terreno

Quota dal p.c. (m)	Pressione efficace(MPa)	Pressione totale(MPa)
-0,4	0,01	0,01
-0,8	0,01	0,02
-1,2	0,02	0,03
-1,6	0,03	0,04
-2	0,03	0,05
-2,4	0,04	0,06
-2,8	0,05	0,07
-3,2	0,05	0,08
-3,6	0,06	0,09
-4	0,07	0,1
-4,4	0,07	0,12
-4,8	0,08	0,13
-5,2	0,09	0,14
-5,6	0,09	0,15
-6	0,1	0,16
-6,4	0,1	0,17
-6,8	0,11	0,18
-7,2	0,12	0,19
-7,6	0,12	0,2
-8	0,13	0,21
-8,4	0,14	0,22
-8,8	0,14	0,23
-9,2	0,15	0,24
-9,6	0,16	0,25
-10	0,16	0,26

Profondità di calcolo dal p.c.(m): 10,0

Coordinata X di calcolo (m): 10,15

Passo di calcolo (m): 0,4

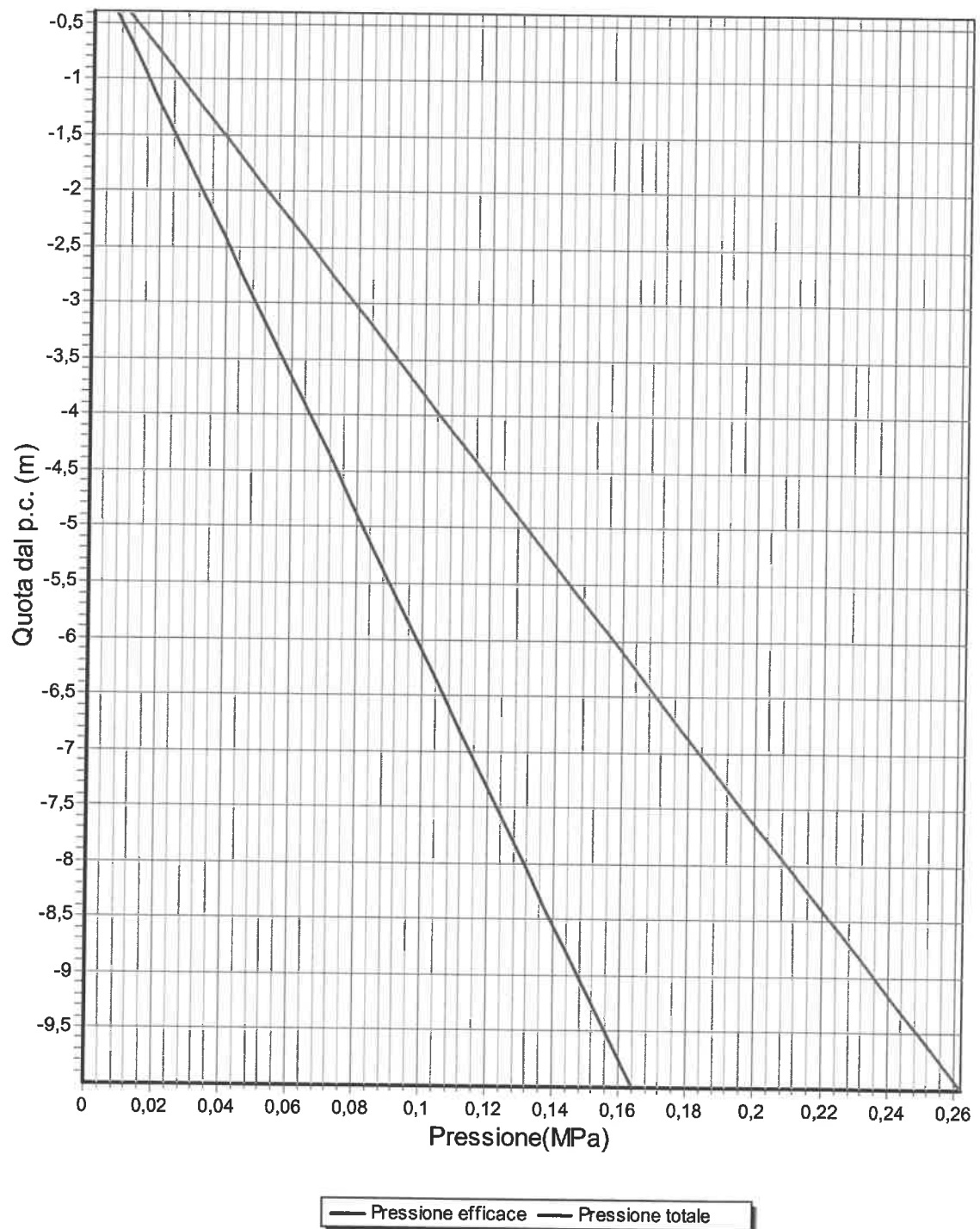
Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Grafico della pressione efficace e totale del terreno



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 10,0

Coordinata X di calcolo (m): 10,15

Passo di calcolo (m): 0,4

Studio geologico Marangon
Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

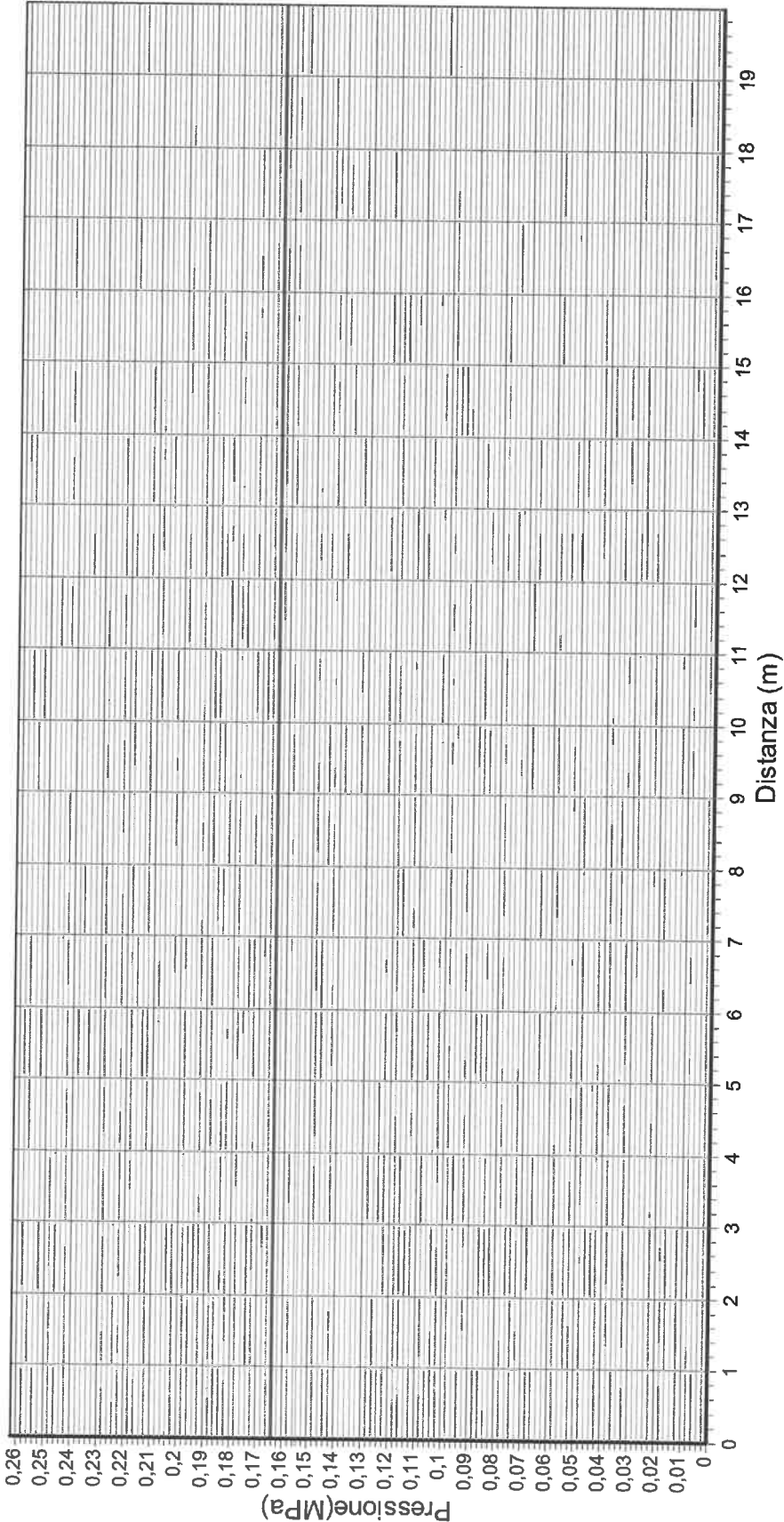
Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Riferimenti: Edificio centrale

Data: agg. Sett 2023

Andamento della pressione litostatica lungo la sezione



Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Andamento della sollecitazione indotta nel terreno

Quota dal p.c. (m)	Sollecitazioni indotte(MPa)
-0,4	1,51118
-0,8	0,89568
-1,2	0,6201
-1,6	0,47116
-2	0,37891
-2,4	0,31629
-2,8	0,27095
-3,2	0,23651
-3,6	0,20939
-4	0,18741
-4,4	0,16917
-4,8	0,15376
-5,2	0,14053
-5,6	0,12904
-6	0,11896
-6,4	0,11003
-6,8	0,10207
-7,2	0,09493
-7,6	0,08849
-8	0,08267
-8,4	0,07738
-8,8	0,07256
-9,2	0,06815
-9,6	0,06411
-10	0,0604

Profondità di calcolo dal p.c.(m): 10,0 Coordinata X di calcolo (m): 10,15
 Passo di calcolo (m): 0,4 Metodo di calcolo: Boussinesq
 Sezione di calcolo: Sezione centrale Coordinata Y di calcolo (m): 0,15

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

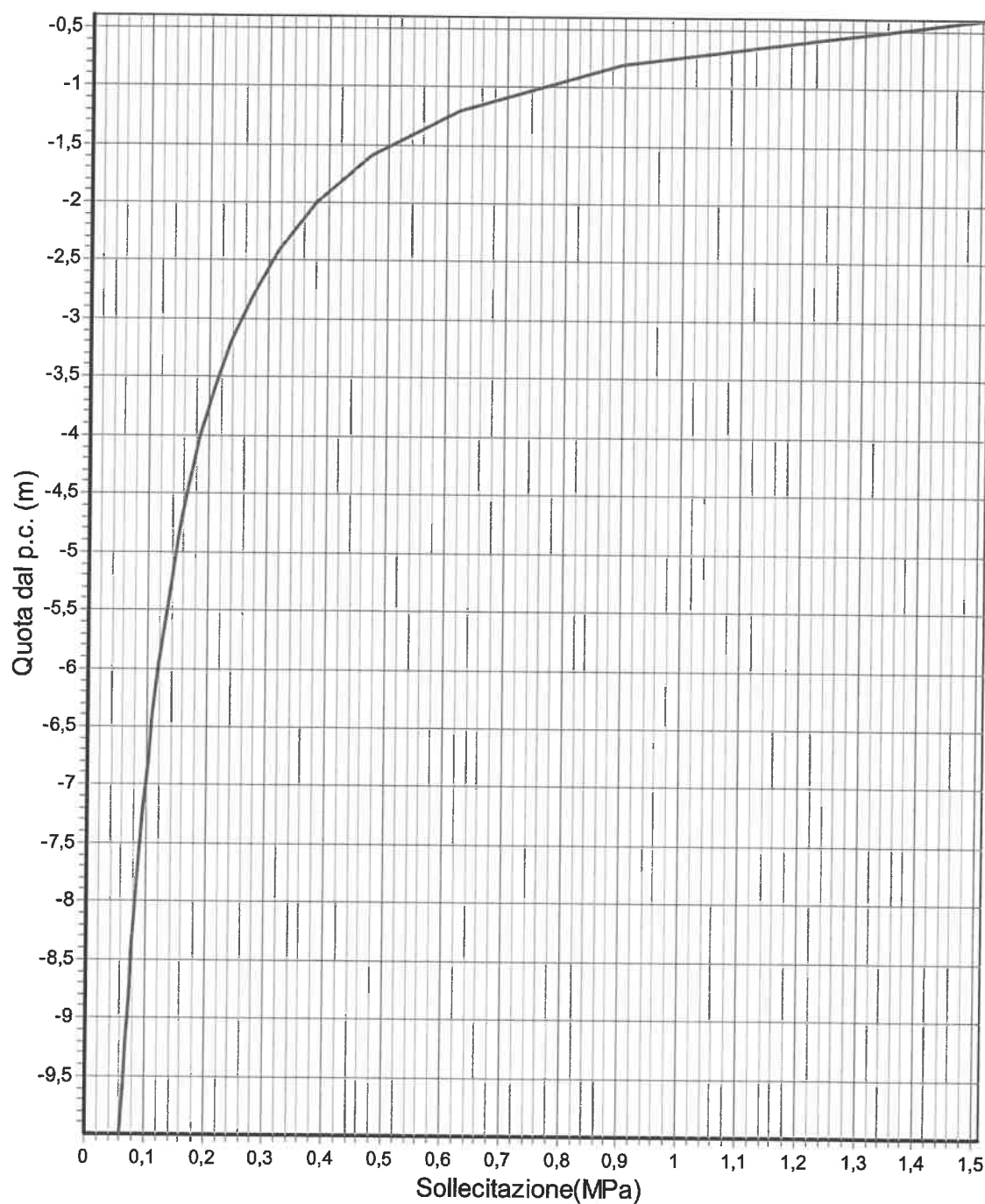
Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Grafico della sollecitazione indotta nel terreno



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 10,0

Coordinata X di calcolo (m): 10,15

Passo di calcolo (m): 0,4

Metodo di calcolo: Boussinesq

Sezione di calcolo: Sezione centrale

Coordinata Y di calcolo (m): 0,15

Studio geologico Marangon
Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

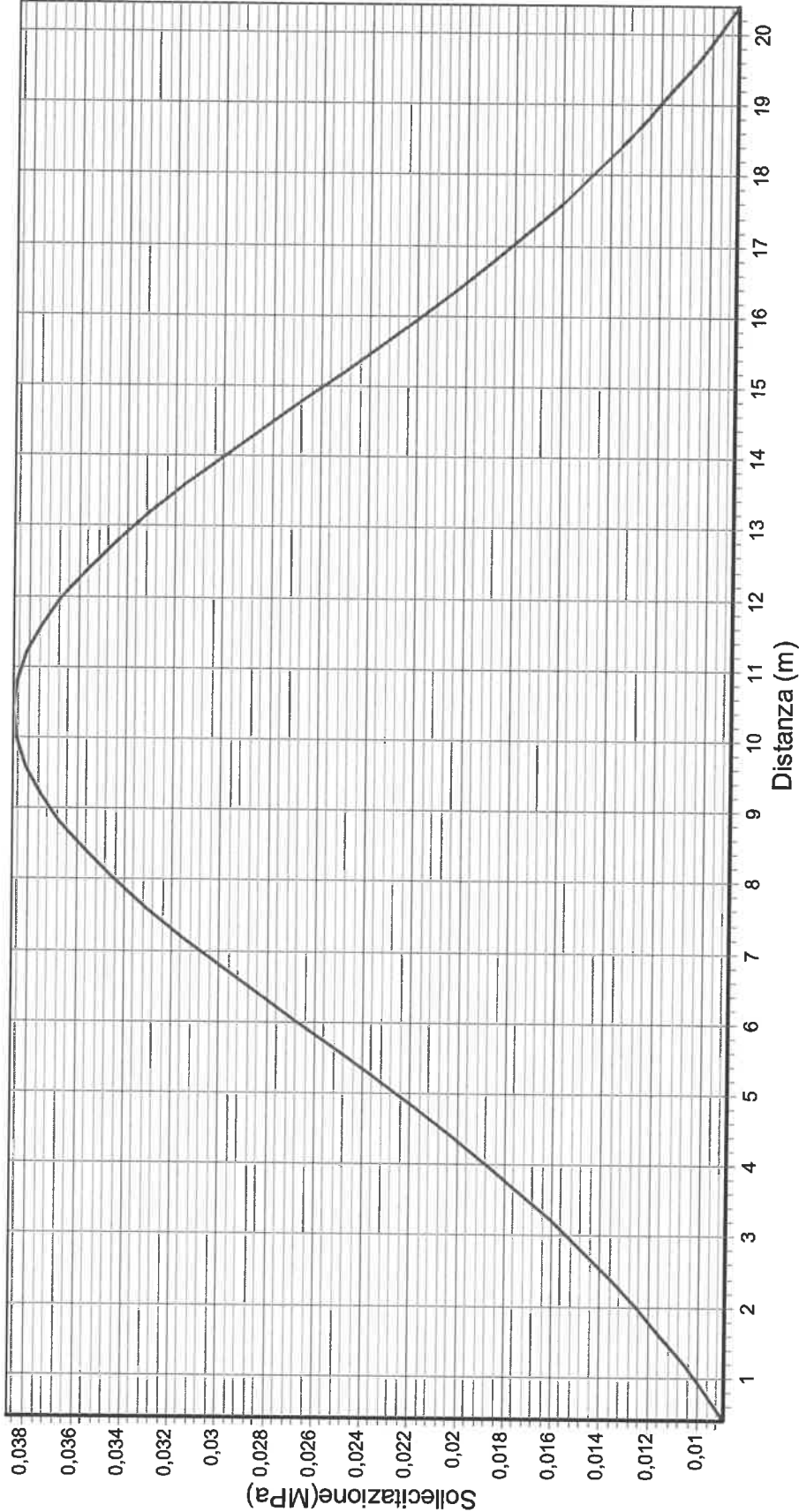
Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Riferimenti: Edificio centrale

Data: agg. Sett 2023

Andamento delle sollecitazioni indotte dalle fondazioni nel terreno lungo la sezione



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 10,0

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-Tel. 0324 249100

Committente: Officine Lorenzina S.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Edificio centrale

Riassunto del calcolo dei cedimenti

Fondazione n. 1

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	0	0,17	0
Max cedim. differenziale(mm):	0		
Massima distorsione (%):	0		
Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione rigida		

DATI DI CALCOLO
CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Cabina di consegna

CONDIZIONI SISMICHE

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Parametri geotecnici del terreno di fondazione

Strato n.

1

Descrizione litologica:

coltre eluvio-colluviale mista

Angolo di attrito (°):	32
Densità relativa (%):	60
Coesione(kg/cmq):	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1850
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2050
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	300
Coefficiente di Poisson:	0,35
O.C.R.:	1
Indice di compressione:	
Indice di compressione secondaria:	
Indice di ricomprensione:	
Indice dei vuoti iniziale:	
Coefficiente di consolidazione verticale (cmq/s):	
Numero di colpi Spt medio:	
Resistenza alla punta media (C.P.T.)(kg/cmq):	0
R.Q.D. (%)	
Limite di liquidità (%):	
Contenuto naturale d'acqua (%):	
Fattore di portanza Nq:	23,18
Fattore di portanza Nc:	35,49
Fattore di portanza Ny:	27,72
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

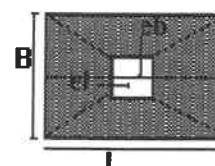
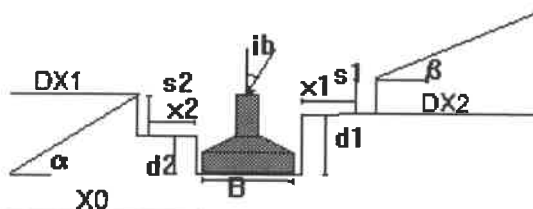
Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

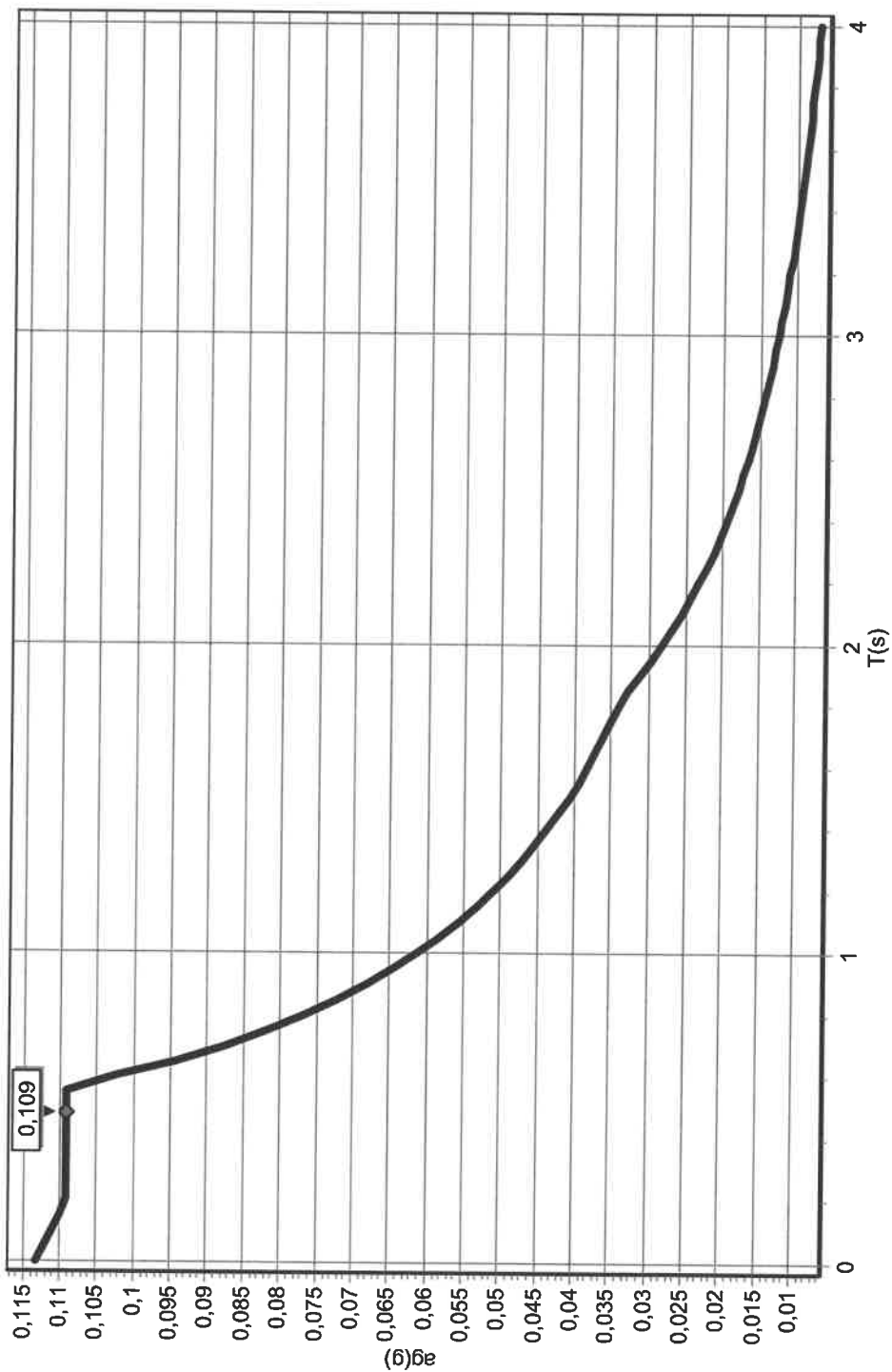
Riferimenti: Cabina di consegna

Geometria della fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	2,5
Lunghezza della base L (m):	8
Profondità di posa lato destro d1(m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	0,5
Profondità scavo destro s1(m):	0
Profondità scavo sinistro s2(m):	0
Inclinazione pendio a valle a(°):	30
Inclinazione pendio a monte b(°):	30
Distanza bordo scavo destro x1(m):	0
Distanza bordo scavo sinistro x2(m):	0
Inclinazione base lato B(°):	0
Inclinazione base lato L(°):	0
Inclinazione carico lato B ib(°):	6,2
Inclinazione carico lato L (°):	6,2
Eccentricità carico su B in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su B in condizioni sismiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni sismiche(m):	0
Peso di volume del cls (kg/mc):	2500
Peso di volume terrapieno (kg/mc):	1850
Altezza del terrapieno Ht (m):	0
Larghezza sommità terrapieno Ls(m):	0
Tipologia fondazionale:	Nastriforme



SPETTRO DI PROGETTO componente orizzontale



Accel.sismica max terreno(g):0,113 Coef.sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,109 Inclinazione del carico dovuta al sisma($^{\circ}$):6,234
 Categoria sottosuolo:E Categoria topografica:T2Fattore di amplificazione spettrale F0:2,7 Periodo inizio velocità costante tc*(s):0,303

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione: sismica

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	8
Profondità di posa lato destro (m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5

Metodo di calcolo:	Brinch Hansen modificato stato limite ultimo
--------------------	--

Fattori di forma

Sc:	1,2	Sq:	1,14	Sy:	0,91
-----	-----	-----	------	-----	------

Fattori di profondità

Dc:	1,08	Dq:	1,06	Dy:	1
-----	------	-----	------	-----	---

Fattori inclinazione carico da sisma

lc:	0,84	lq:	0,85	ly:	0,75
-----	------	-----	------	-----	------

Fattori inclinazione pendio

Gc:	0,8	Gq:	0,18	Gy:	0,18
-----	-----	-----	------	-----	------

Fattori inclinazione base

Bc:	1	Bq:	1	By:	1
-----	---	-----	---	-----	---

Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc:	1	Zq:	1	Zy:	0,99
-----	---	-----	---	-----	------

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	1,07
Profondità del cuneo efficace (m):	2,26
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,113

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Riassunto verifica allo scorrimento

Secondo il NTC2008/NTC2018 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione gettata in opera n.	1
Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	8
Profondità di posa lato destro(m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,5
AZIONI SULLA FONDAZIONE	
Fattore di sicurezza di Legge:	1,1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (k _{hi}):	0,122
Carico assiale S.L.U. (kg):	0
Carico longitudinale S.L.U.(kg):	0
Carico assiale S.L.V./S.L.C.(kg):	0
Carico longitudinale S.L.V./S.L.C.(kg):	0
RISULTATO	
Resistenza allo scorrimento(kg):	0
Fattore di sicurezza allo scorrimento:	5,12

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Calcolo della pressione efficace e totale del terreno

Quota dal p.c. (m)	Pressione efficace(kg/cm ^q)	Pressione totale(kg/cm ^q)
4,87	0,07	0,07
4,47	0,12	0,16
4,07	0,16	0,24
3,67	0,2	0,32
3,27	0,24	0,4
2,87	0,28	0,48
2,47	0,33	0,57
2,07	0,37	0,65
1,67	0,41	0,73
1,27	0,45	0,81
0,87	0,49	0,89
0,47	0,54	0,98
0,07	0,58	1,06
-0,33	0,62	1,14
-0,73	0,66	1,22
-1,13	0,7	1,3
-1,53	0,75	1,39
-1,93	0,79	1,47
-2,33	0,83	1,55
-2,73	0,87	1,63
-3,13	0,91	1,71
-3,53	0,96	1,8
-3,93	1	1,88
-4,33	1,04	1,96
-4,73	1,08	2,04

Profondità di calcolo dal p.c.(m):

5,0

Coordinata X di calcolo (m):

11,25

Passo di calcolo (m):

0,4

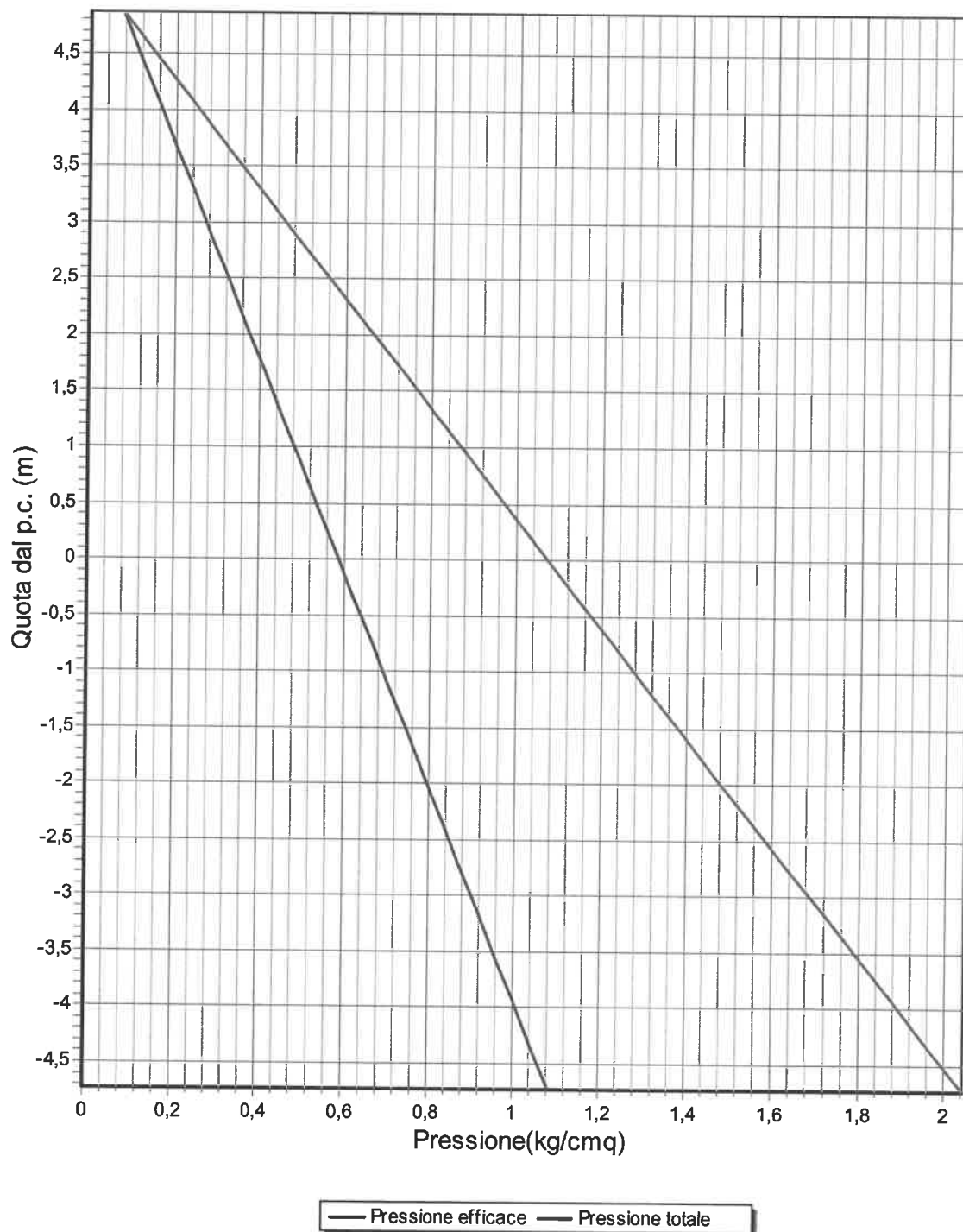
Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Grafico della pressione efficace e totale del terreno



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 5,0

Coordinata X di calcolo (m): 11,25

Passo di calcolo (m): 0,4

Studio geologico Marangon
Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

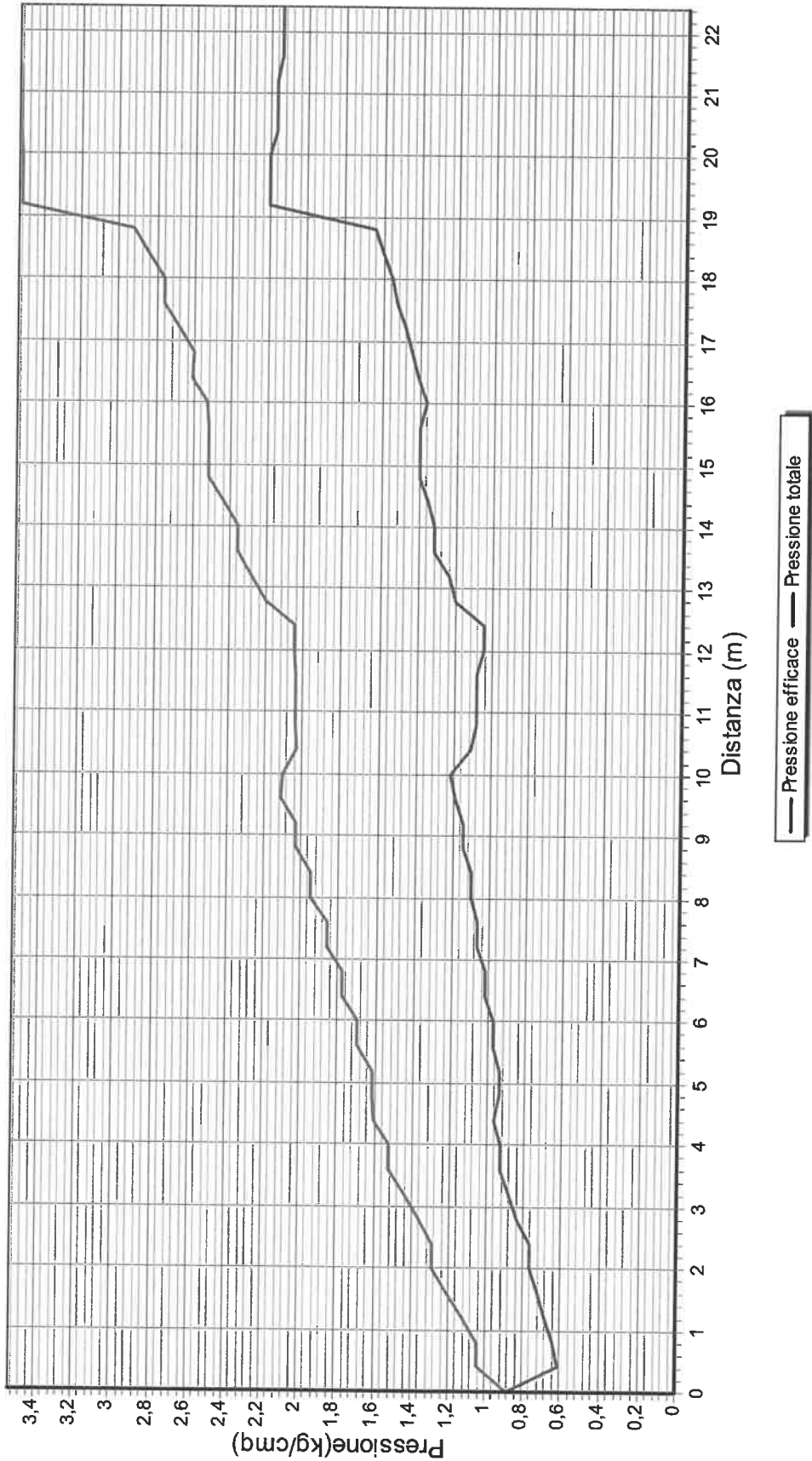
Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Riferimenti: Cabina di consegna

Data: agg. Sett 2023

Andamento della pressione litostatica lungo la sezione



Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Andamento dell'incremento di pressione indotto nel terreno

Quota dal p.c. (m)	Sollecitazioni indotte(kg/cm ²)
4,87	1,07
4,47	0,97381
4,07	0,86052
3,67	0,74762
3,27	0,64788
2,87	0,56317
2,47	0,49188
2,07	0,43182
1,67	0,38097
1,27	0,3377
0,87	0,30068
0,47	0,26886
0,07	0,2414
-0,33	0,21758
-0,73	0,19685
-1,13	0,17872
-1,53	0,16282
-1,93	0,14882
-2,33	0,13644
-2,73	0,12546
-3,13	0,11569
-3,53	0,10696
-3,93	0,09914
-4,33	0,09211
-4,73	0,08577

Profondità di calcolo dal p.c.(m): 5,0

Coordinata X di calcolo (m): 11,25

Passo di calcolo (m): 0,4

Metodo di calcolo: Boussinesq

Sezione di calcolo: Sezione centrale

Coordinata Y di calcolo (m): 4,0

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

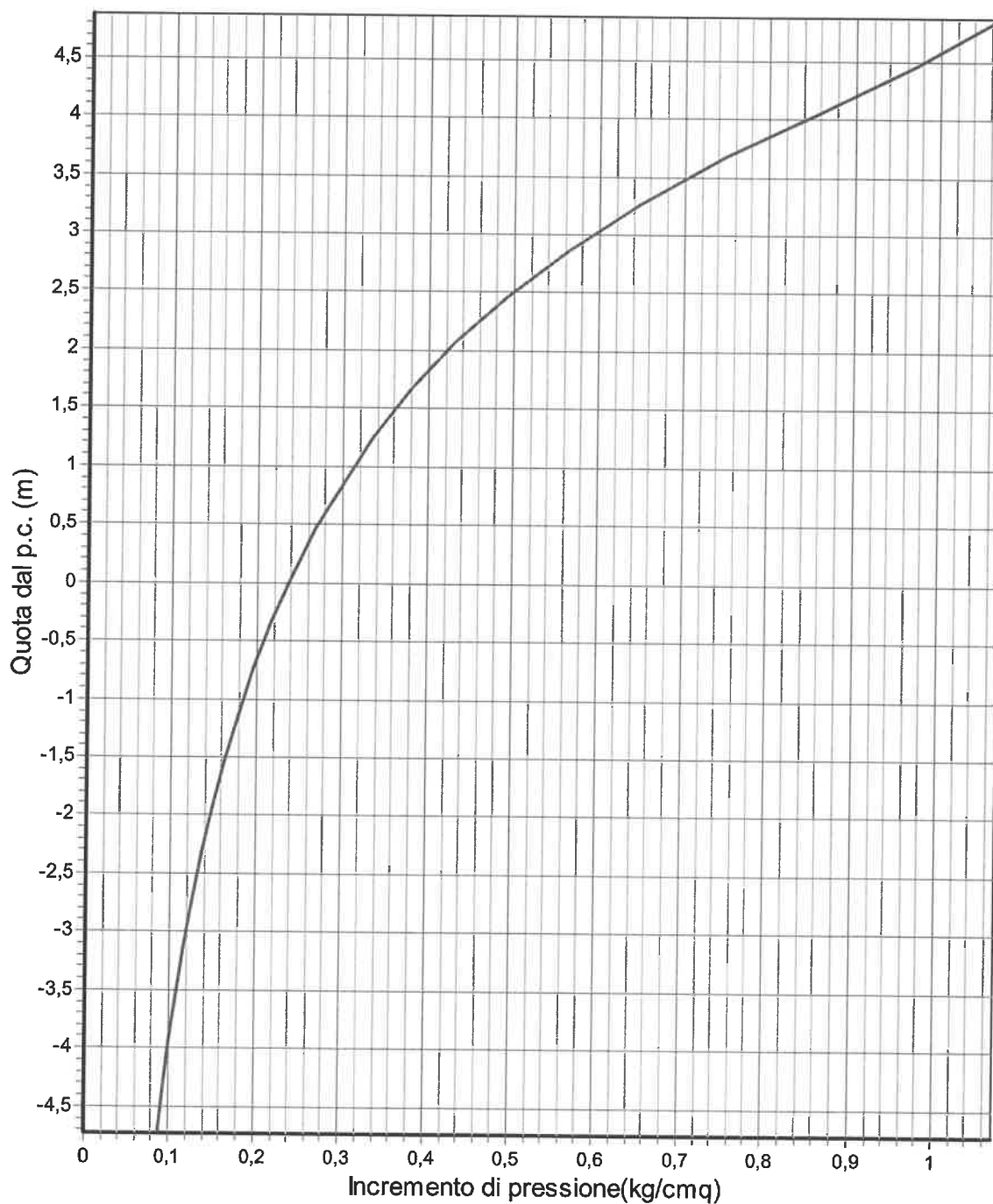
Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Grafico dell'incremento di pressione indotto nel terreno



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 5,0

Coordinata X di calcolo (m): 11,25

Passo di calcolo (m): 0,4

Metodo di calcolo: Boussinesq

Sezione di calcolo: Sezione centrale

Coordinata Y di calcolo (m): 4,0

Studio geologico Marangon
Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

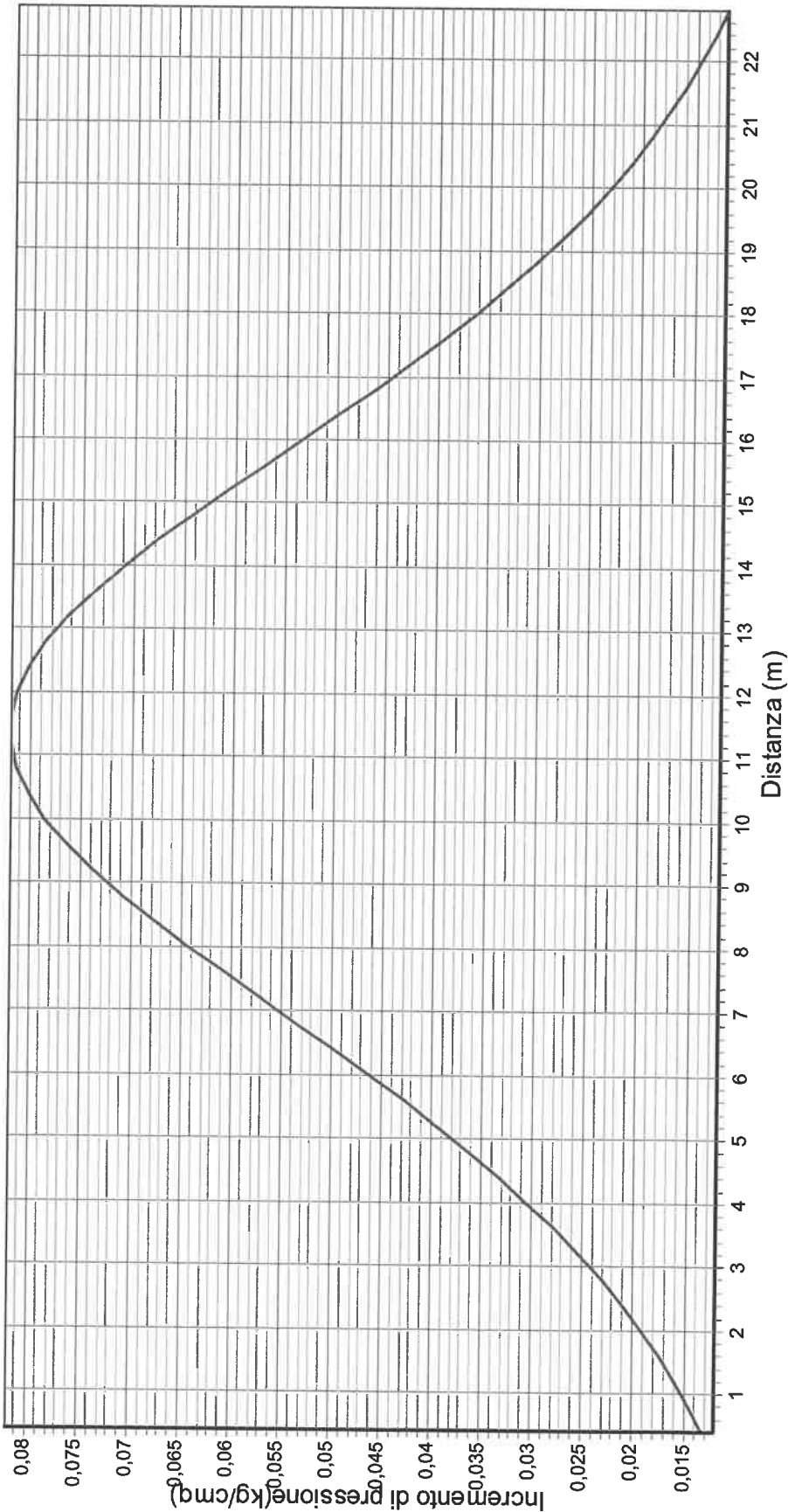
Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Riferimenti: Cabina di consegna

Data: agg. Sett 2023

Andamento dell'incremento di pressione indotto dalle fondazioni nel terreno lungo la sezione



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 5,0

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Riassunto del calcolo dei cedimenti

Fondazione n. 1

Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	8
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	1,07

Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	n.c.
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	n.c.

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	0	10	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. incoerenti (mm):	0	10	0

Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	20

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	0	0	0
Cedimento secondario (mm):	0	0	0
Somma ced. coesivi (mm):	0	0	0

Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	0	10	0
Max cedim. differenziale(mm):	0		
Massima distorsione (%):	0		

Fondazione rigida o flessibile: Fondazione rigida

Verifica allo Stato Limite di Danno

Cedimento indotto dal sisma (mm):	0
-----------------------------------	---

Studio geologico Marangon

Via Bonomelli, 16-28845 Domodossola (VB)-0324 249100

Committente: Officine Lorenzina s.r.l.

Località: Falmenta

Data: agg. Sett 2023

Riferimenti: Cabina di consegna

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	8

Metodo di Vesic completo

Modulo elastico medio del terreno (kg/cm ²):	304,8
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cm ²):	0,36
Modulo elastico della fondazione(kg/cm ²):	0
Momento d'inerzia della fondazione (cm ⁴):	0

Metodo di Vesic semplificato

Modulo elastico medio del terreno (kg/cm ²):	304,8
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cm ²):	0,36

Metodo di Terzaghi (da SPT)

Nspt medio nel terreno di fondazione :	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Terzaghi (da piastra)

k misurato nella prova di carico (kg/cm ²):	0
Lato o diametro della piastra di prova (cm):	0

Metodo di Bowles

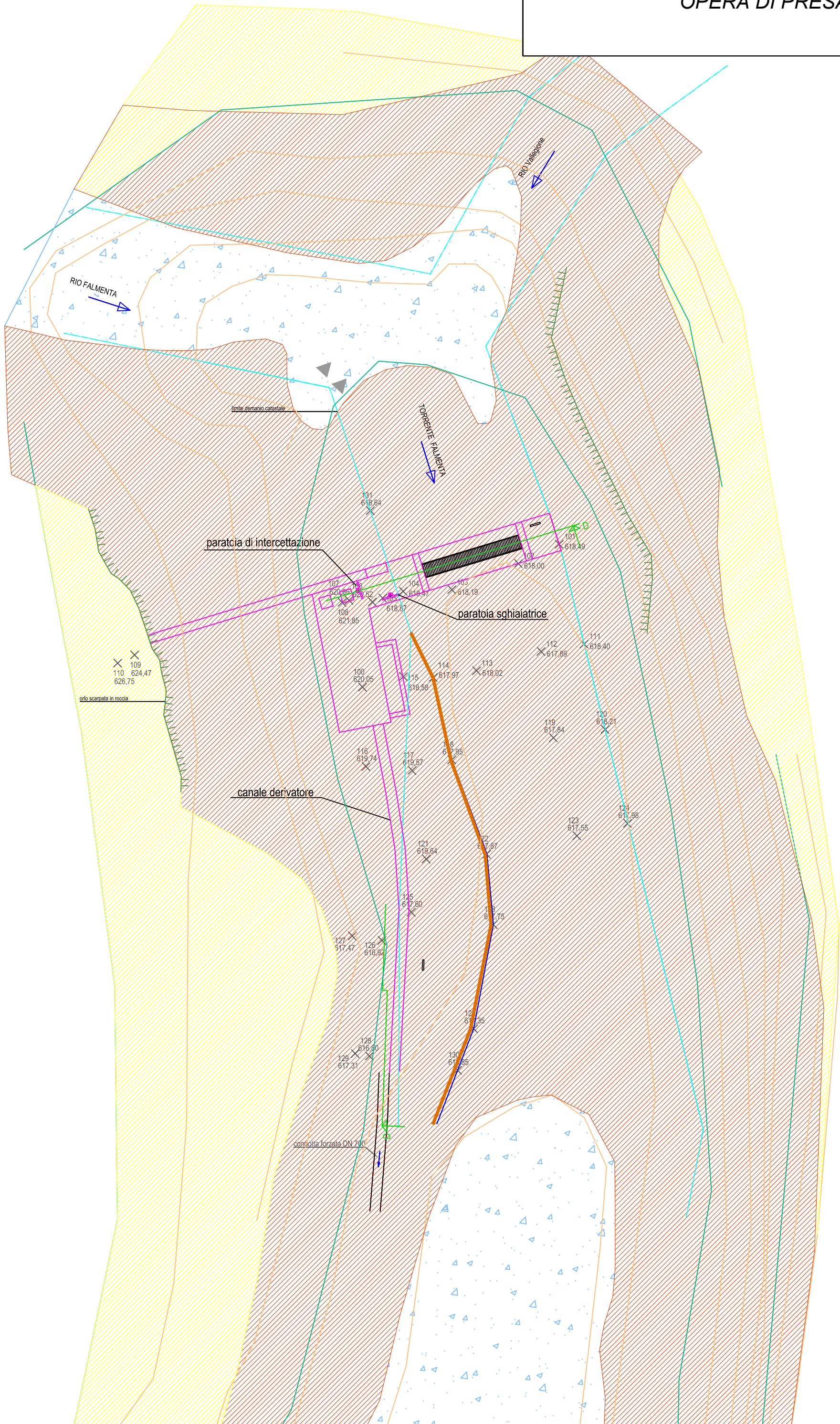
Cedimento del terreno di fondazione (cm):	0
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	0

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Vesic semplificato
Modulo di reazione (kg/cm ²):	1,4

PLANIMETRIA GEOLOGICA
OPERA DI PRESA

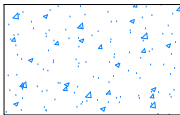
scala 1:250



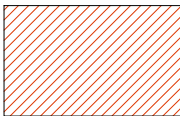
LEGENDA



Coltre eluvio-colluviale



Detrito torrentizio



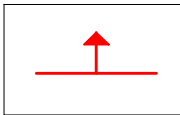
Substrato roccioso



Orli di scarpata morfologica



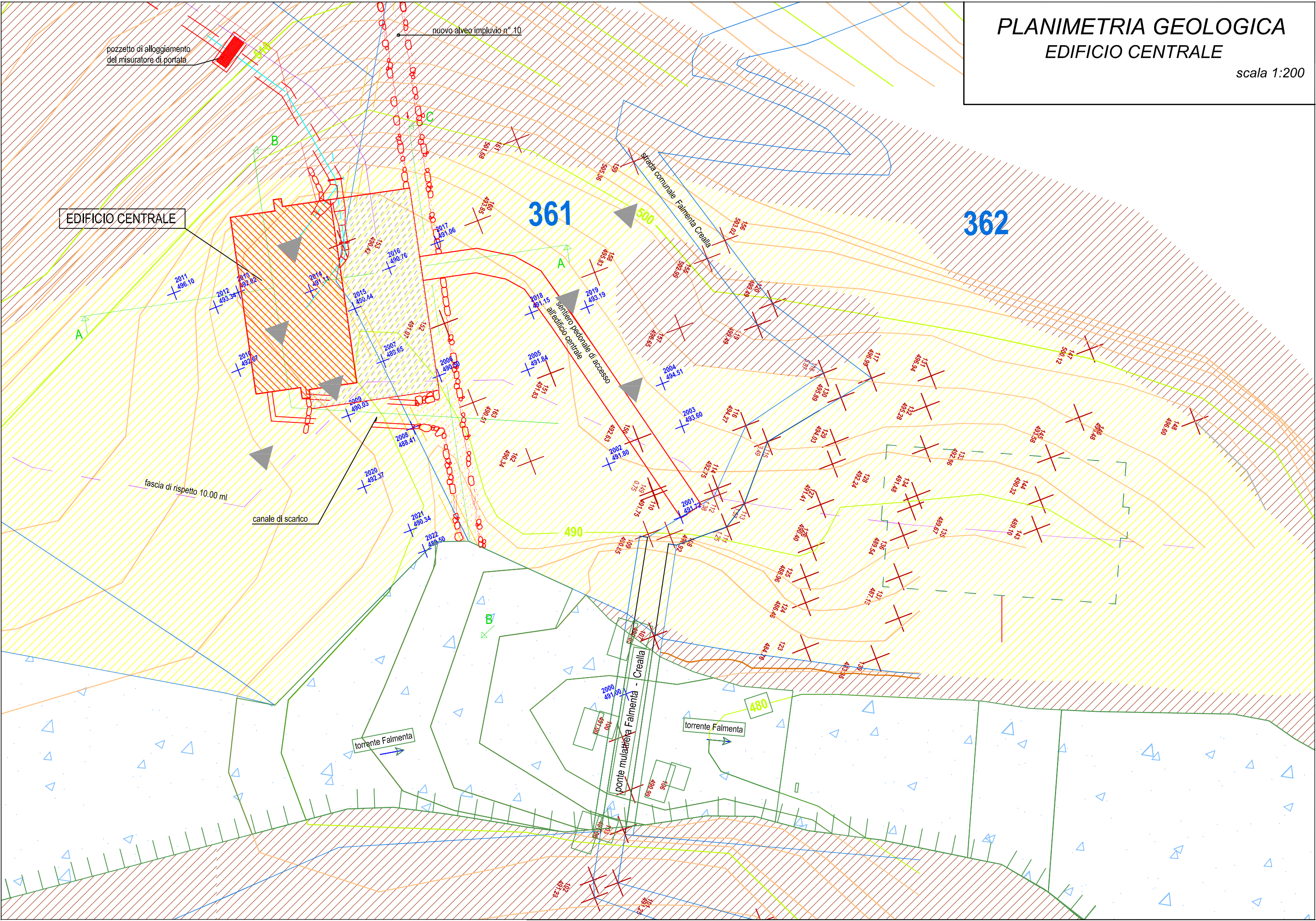
Grossi massi



Giaciture discontinuità rilevate

PLANIMETRIA GEOLOGICA
EDIFICIO CENTRALE

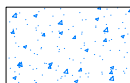
scala 1:200



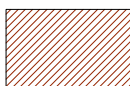
LEGENDA



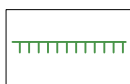
Coltre eluvio-colluviale



Detrito torrentizio



Substrato roccioso



Orli di scarpata morfologica

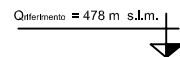


Grossi massi



Localizzazione originaria centrale

scala 1:100



DISTANZE PARZIALI TERRENO		2.54	1.22	4.80	1.58	3.33	3.07	5.40	
DISTANZE PROGRESSIVE TERRENO	0.00	2.54	3.76	8.56	10.14	13.47	16.54	21.94	
QUOTE NERE	496.10	493.34	492.02	491.11	490.44	490.76	491.06	491.15	
NOME PUNTO	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	

scala 1:100

