

# PROGETTO REALIZZAZIONE CENTRALINA MINI IDRO SUL TORRENTE RINCINE LONDA (FI)



OGGETTO DELL'INTERVENTO:

**ISTANZA DI AUTORIZZAZIONE UNICA EX ART 12 D.LGS 387/03 PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA CENTRALE IDROELETTRICA SUL TORRENTE RINCINE SFRUTTANDO LO SBARRAMENTO DEL LAGO DI LONDA (Rif. Pratica Acque n. SiDIT 3180/2022)**

ELABORATO

**LON.PD.R.GT.01. Relazione Geologica e idrogeologica\_09.2023\_rev.2  
RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

COMMITTENTE:



**LONDA ENERGIE SRL**  
Via Senese, 189/a 53036 Poggibonsi (SI)  
P.IVA: 01577750522 C.F: 01577750522  
PEC: [londaenergie@pec.it](mailto:londaenergie@pec.it)

PROGETTAZIONE A CURA DI:

**indago S.r.l.**  
società di geologia e ingegneria



Via Trento N°2, 50052  
Certaldo (FI)  
P.IVA - C.F: 06715140486  
PEC: [indagosrl@pec.it](mailto:indagosrl@pec.it)

RESPONSABILE DI PROGETTO

ING. LORENZO ROMANELLI

PROFESSIONISTI:

GEOL. FABIO MONTAGNANI

## TABELLA REVISIONI

COMMESSA	REV.	DATA
COM_ERE_22/0033	N.02	09/2023

## Indice

1	PREMESSA.....	4
1.1	Quadro di riferimento normativo.....	6
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	8
2.1	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	8
2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	10
2.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	13
2.4	PERICOLOSITA' GEOLOGICA ED IDRAULICA.....	14
3	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	20
3.1	Generalità .....	20
3.2	Prova penetrometrica statica .....	21
3.3	Base sismica a rifrazione.....	22
4	MODELLO GEOTECNICO LOCALE .....	29
5	SISMICITA' DELL'AREA E DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SPETTRALI .....	30
5.1	GENERALITA' .....	30
5.2	VITA NOMINALE.....	31
5.3	CLASSE D'USO .....	31
5.4	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	32
5.5	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	33
5.6	CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	33
5.7	MICROZONAZIONE SISMICA.....	34
6	VALUTAZIONI IN MERITO AL VINCOLO IDROGEOLOGICO .....	36
6.1	VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE .....	37
7	CONCLUSIONI E VALUTAZIONI IN MERITO AL VINCOLO IDROGEOLOGICO .....	40

Appendice A: Diagrammi e dati prove penetrometriche

Appendice B: Dati di acquisizione e Risultati prospezione sismica a rifrazione onde SH

Appendice C: Report Analisi di Stabilità

## 1 PREMESSA

Su incarico della società proponente, Erre Energia S.r.l., è stata predisposta la presente relazione geologica di supporto al progetto di **realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul T. Rincine presso il lago di Londa** nel Comune di Londa.

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di un impianto in sponda sinistra, con un collegamento fra opera di presa, a monte della briglia principale, e restituzione, al piede della controbriglia, mediante tubazione.

L'intervento principale risulta rappresentato, oltre alla tubazione di adduzione, dal manufatto in CA dove verranno alloggiati gli impianti idroelettrici che verrà realizzato in sponda di sinistra idraulica del T. Rincine subito a valle della controbriglia.

Attualmente, nel tratto del fiume interessato dall'intervento, ovvero nella sponda sinistra, non è presente alcun intervento.



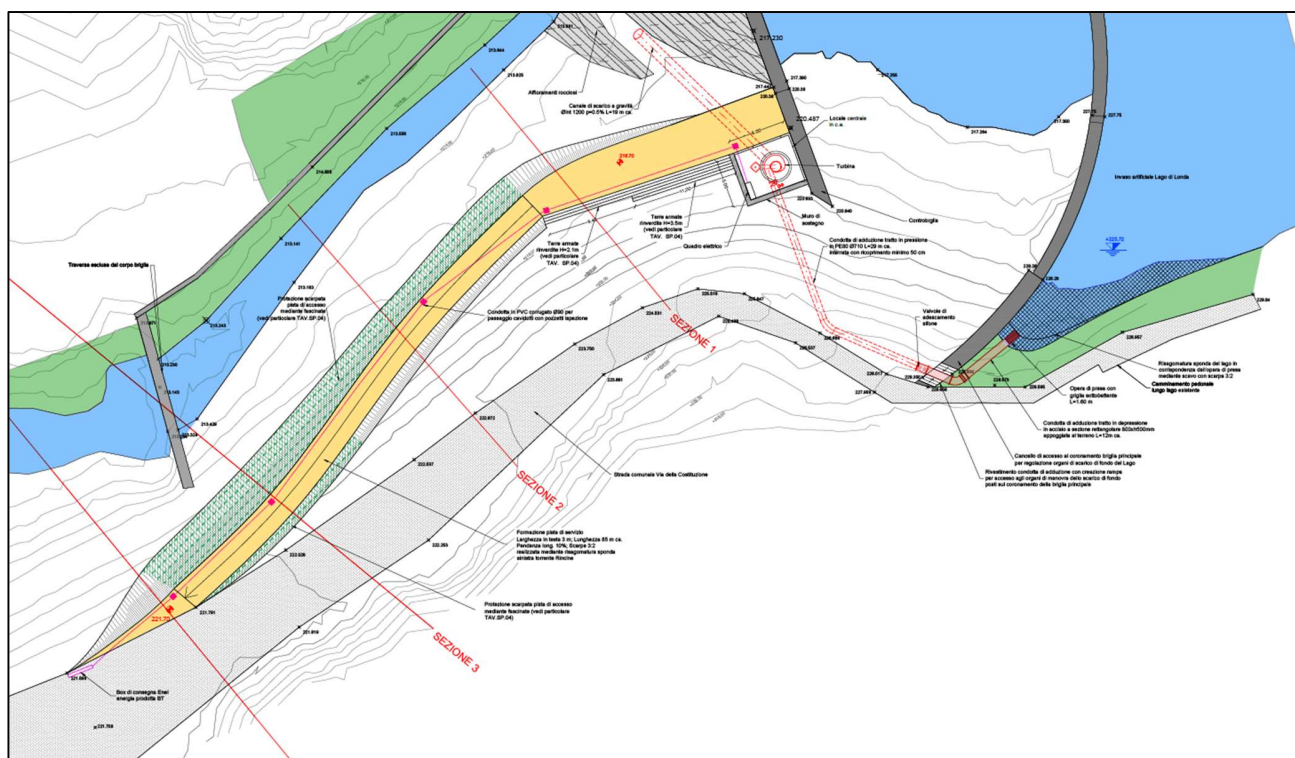
**Figura 1: Inquadrimento satellitare con localizzazione dell'area d'intervento.**



L'approccio metodologico utilizzato per la redazione del presente studio Geologico-tecnico può essere sintetizzato nelle seguenti fasi:

- Consultazione degli elaborati cartografici e relazionali delle indagini geologiche di supporto alla pianificazione urbanistica del comune di Londa per la definizione del quadro ambientale dell'area attraverso la descrizione dei caratteri geologici, litotecnici e idrogeologici in un intorno significativo dell'area;
- Rilevamento di campagna dei caratteri geologici, geomorfologici e idrogeologici per un intorno significativo dell'area in progetto;
- Considerazioni sulle caratteristiche di pericolosità del sito di progetto;
- Effettuazione di una campagna di indagini geognostiche costituite da una prova DM30 ed una prova sismica a rifrazione in onde SH
- Parametrizzazione geotecnica del terreno di fondazione ed elaborazione di un modello geotecnico locale di riferimento relativo ai parametri caratteristici;
- Valutazioni in merito al Vincolo Idrogeologico;
- Conclusioni.

L'intervento in progetto risulta costituito dalla posa in opera di una tubazione di presa a monte della briglia principale e dalla realizzazione di una struttura di alloggiamento delle componenti elettromeccaniche a valle della briglia secondaria (v. fig. 2)



**Figura 2: Estratto della planimetria di progetto.**

Per maggiori dettagli si rimanda alla documentazione progettuale allegata all'autorizzazione unica.

## 1.1 QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

- L.R. 65/2014 del 10/11/2014: Norme per il governo del territorio;
- DPGR 53/R/2011: Regolamento di attuazione dell'art. 62 della L.R. 1/2005 in materia di indagini geologiche;
- D.P.G.R. n. 48/R del 08.08.2003 (Regolamento Forestale della Regione Toscana)
- L.R. 39/2000 (Legge Forestale della Toscana)
- Regio Decreto-legge n. 3267/1923
- D.M. 17/01/2018 ("Norme Tecniche per le costruzioni")

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

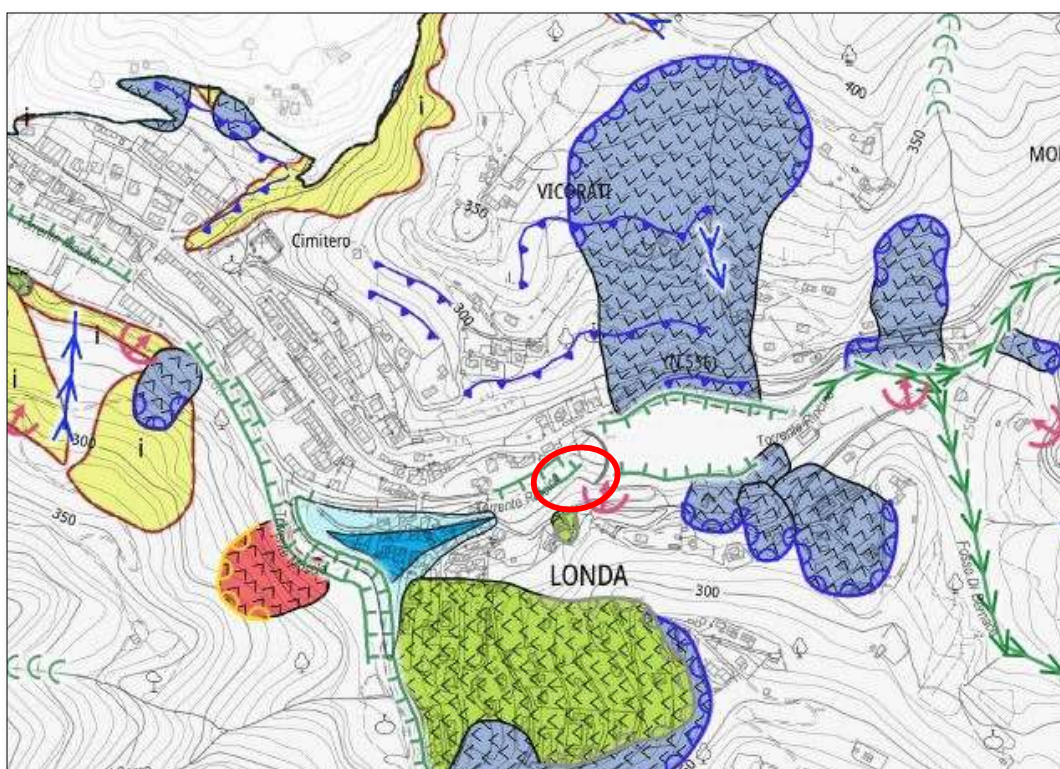
- *Circolare 11 febbraio 2019 del Consiglio dei Lavori Pubblici ("Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al DM 17/01/2018)*
- *LR 41/2018 del 24/07/2018: Disposizioni in materia di rischio alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua in attuazione del D.Lgs. 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni).*

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

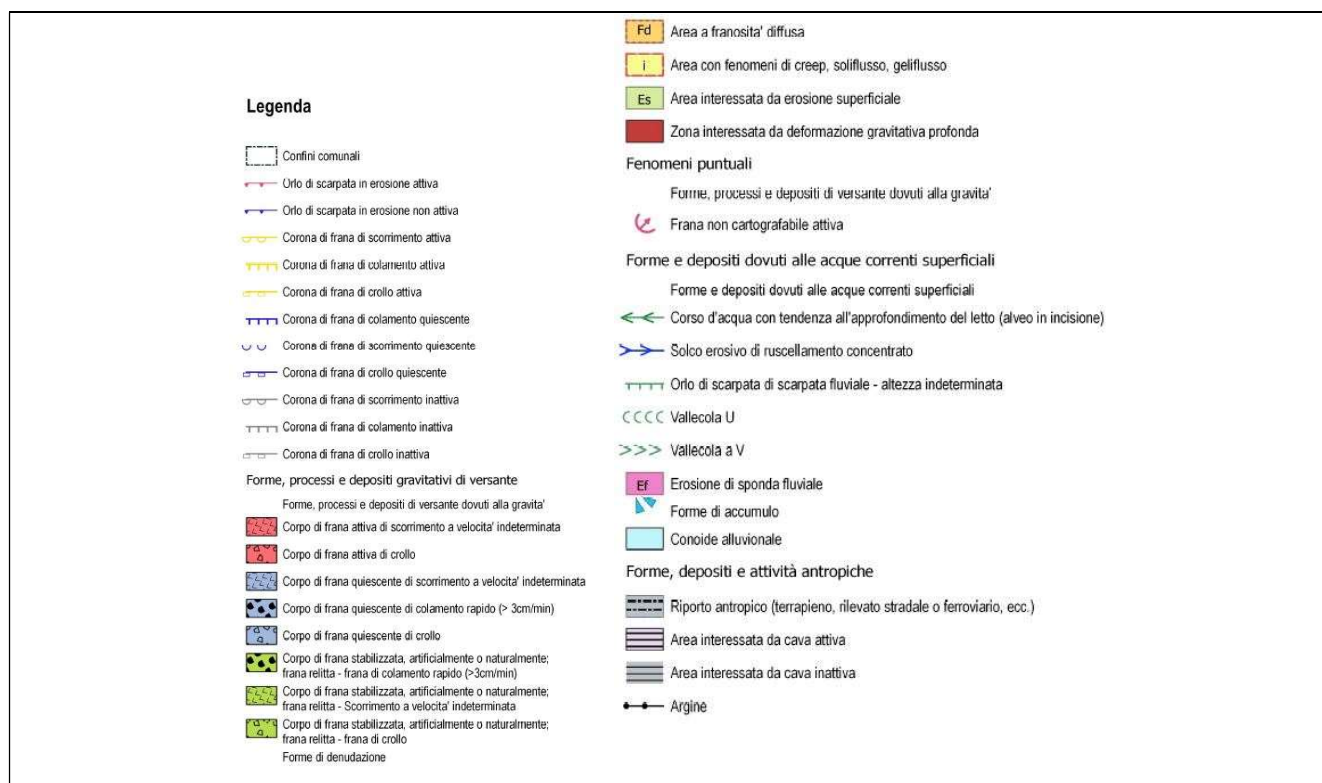
### 2.1 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Da un punto di vista geografico e geomorfologico, l'area si colloca nel fondovalle alluvionale del T. Rincine in sx idrografica.

La carta geomorfologica redatta nell'ambito degli studi geologici di supporto alla pianificazione urbanistica Comunale mostra come l'intervento sia ubicato all'interno di un'area a medio-alta pendenza che costituisce la sponda sx dell'incisione torrentizia. Non si rileva la presenza di forme o segni riconducibili a manifestazioni di instabilità gravitative lente o veloci a parte una piccola frana di dimensioni non cartografabili localizzata sulla sponda sinistra dell'invaso a monte del paramento e dell'impianto.







**Figura 3 Estratto Carta geomorfologica PSI QC B02\_5**

I sopralluoghi effettuati nell'intero tratto non hanno evidenziato la presenza di indizi di instabilità geomorfologica potenziali e/o in atto.

Nella figura successiva è rappresentata un'immagine fotografica del sito di progetto. Si nota bene la scarpata di erosione fluviale ed alla base sull'alveo attivo a valle della briglia principale si nota la presenza di un affioramento litoide della formazione arenacea di M. Falterona a testimonianza della assenza di spessori di deposito alluvionale sul letto torrentizio.



**Figura 4 Immagine fotografica dell'area di intervento**

## **2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

La geologia dell'area risulta caratterizzata dalla presenza della formazione litoide arenacea delle arenarie di M. Falterona (ex Macigno di Londa). Litologicamente la formazione risulta costituita da alternanze di arenarie a grana media e grossa con siltiti e marne siltitiche: localmente si rinvencono marne calcaree e calcareniti.

Il grado di fratturazione e tettonizzazione risulta molto variabile da zona a zona: si rinviene una microfratturazione diffusa dove sono assenti banchi torbiditici arenacei mentre altrove si rinvencono sistemi di macrofessurazione su ampia scala.

La formazione risulta spesso ricoperta da una copertura detritica fine che passa verso il basso ad un detrito grossolano fino alla regolite che segna il contatto col substrato litoide vero e proprio. Lo spessore di questa sequenza detritica caratterizzata spesso da alterazione pedogenetica risulta estremamente variabile da zona a zona da 1-2 m fino anche a 5-6 m.

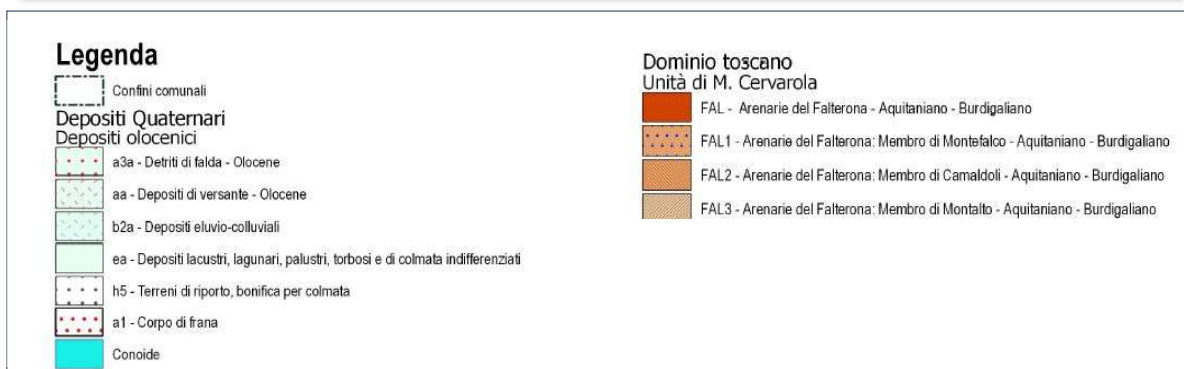
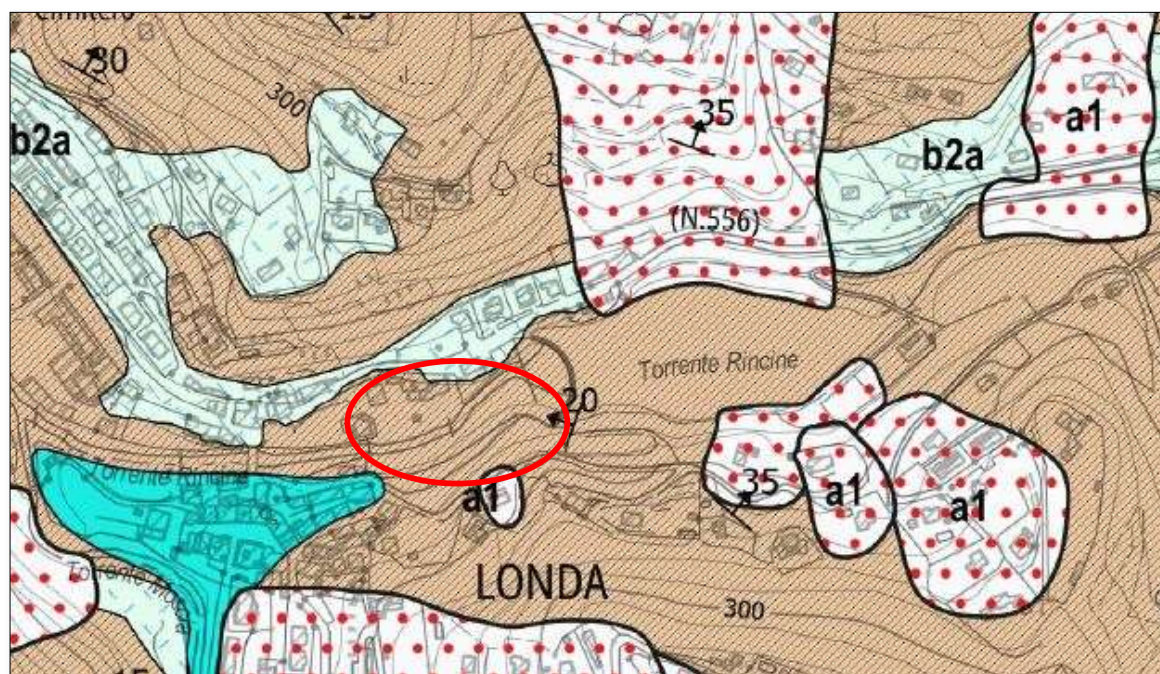


Figura 6 Estratto Carta Geologica PSI QC B01\_5

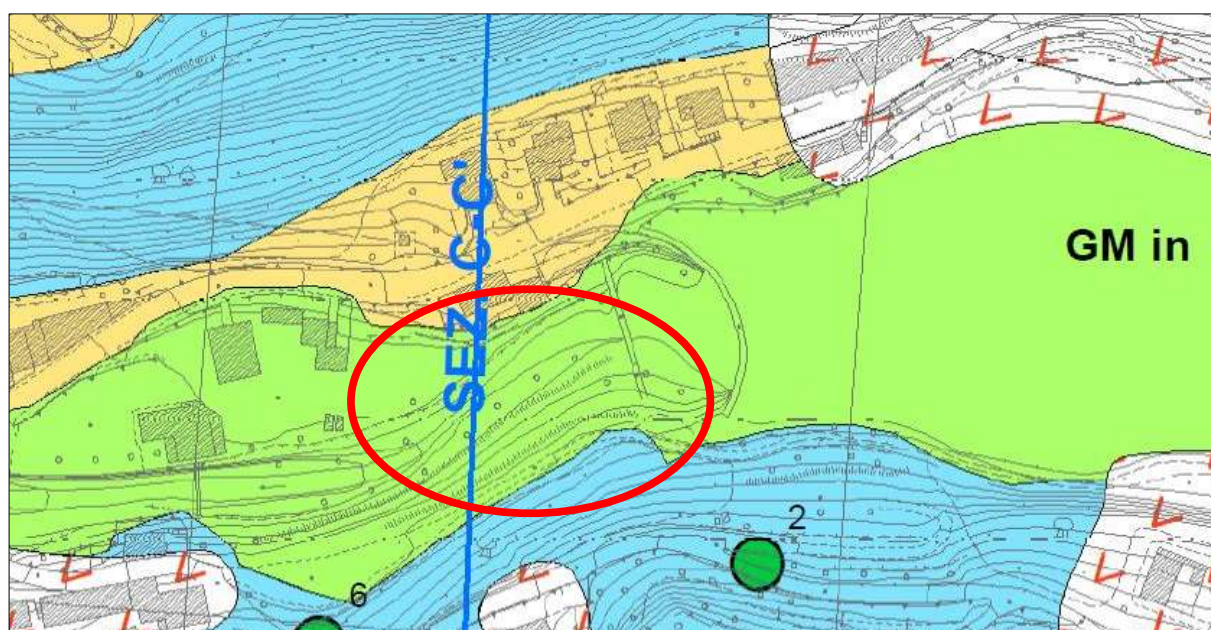
*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**



In particolare, nell'intorno dell'area del torrente Rincine, è stata redatta una carta geologica tecnica, dove ricade anche la nostra area di progetto.

Dall'estratto della suddetta carta, risulta che l'area di progetto ricade su terreni ghiaiosi limosi, ed una miscela di sabbia, ghiaia e limo.



**Figura 7 Estratto Carta Geologica Tecnica Tav G 02 Londa-Rincine**

Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

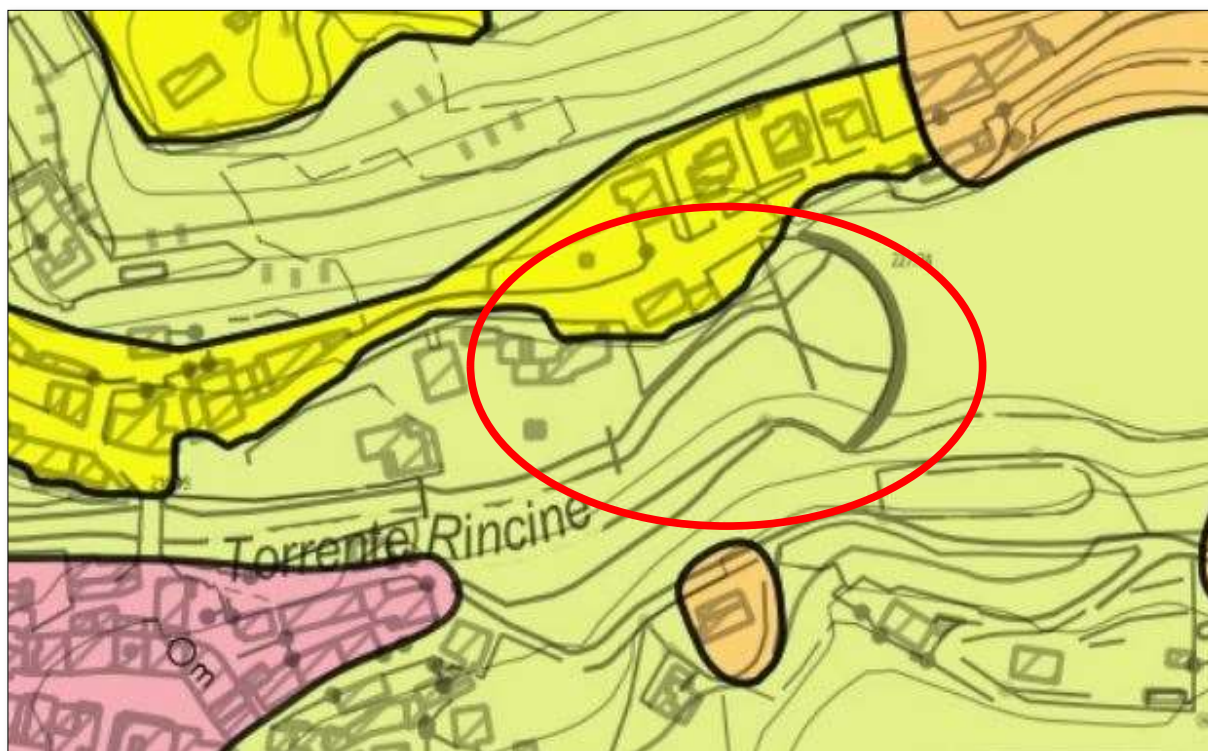


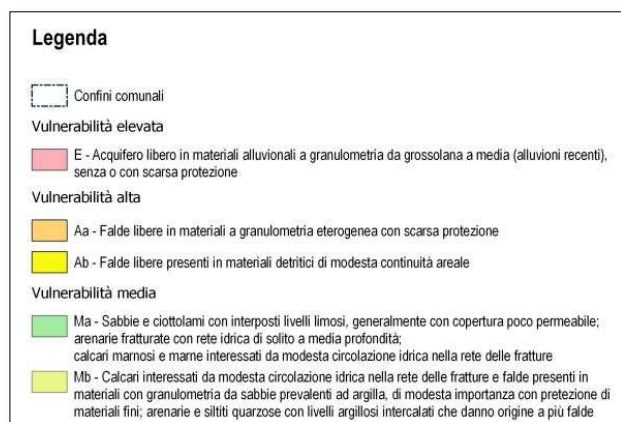
### 2.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Sul sito di progetto è presente un livello di saturazione in diretto contatto col livello fluviale.

I terreni risultano infatti permeabili a porosità secondaria decrescente per fratturazione. Il tipo ed il grado di permeabilità dipendono molto dall'intensità di fratturazione dell'ammasso roccioso. Nell'aerea in esame, in particolare, sono presenti Calcari interessati da modesta circolazione idrica nella rete delle fratture e falde presenti in materiali con granulometria da sabbie prevalenti ad argilla e arenarie, siltiti quarzose con livelli argillosi intercalati che danno origine a più falde.

Nella modellizzazione geotecnica e nelle successive verifiche geotecniche che verranno effettuate a supporto della progettazione esecutiva degli interventi edilizi dovrà essere considerata la presenza di una falda di subalveo con livello piezometrico corrispondente al pelo libero dell'acqua nel punto di verifica.

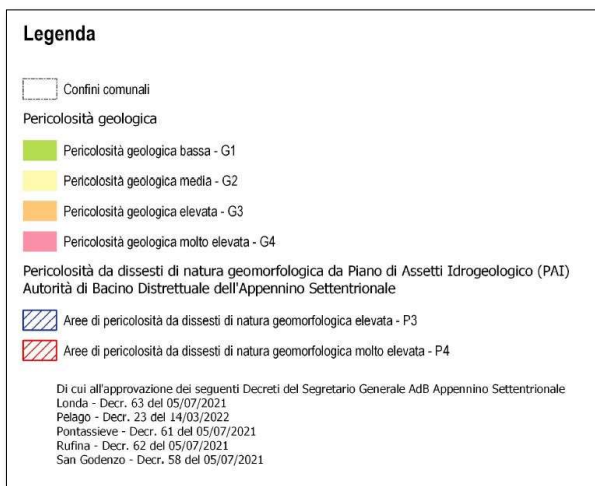




**Figura 8 Estratto Carta Idrogeologica e Vulnerabilità Acquiferi PSI QC B03\_5**

## 2.4 PERICOLOSITA' GEOLOGICA ED IDRAULICA

Per quanto riguarda le caratteristiche di pericolosità geologica nella figura successiva è riportato un estratto della carta della pericolosità geologica del PSI. L'area di progetto risulta inserita in classe G3 pericolosità elevata ovvero aree in cui sono presenti fenomeni franosi quiescenti e relative aree di evoluzione; aree con potenziale instabilità connessa a giacitura, ad acclività, a litologia, alla presenza di acque superficiali e sotterranee e relativi processi di morfodinamica fluviale, nonché a processi di degrado di carattere antropico.



**Figura 9 Estratto da Carta della Pericolosità Geologica del PSI STA01-5**

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

Poiché l'area da un punto di vista geomorfologico non presenta problematiche, il livello di pericolosità sembra legato alla dinamica fluviale e quindi a problematiche di ordine idraulico.

Per quanto riguarda le caratteristiche di pericolosità geologica, in figura 9, si riporta un estratto della Carta della Pericolosità Geologica del PSI del Comune di Londa del nuovo piano intercomunale in fase di adozione.

#### Piano Gestione del Rischio Alluvioni

*Con Delibera del Comitato Istituzionale n. 231 e 232 del 17 dicembre 2015 sono stati adottati i Piani di Gestione del Rischio Alluvioni (di seguito PGRA) della Unit of Management Arno del distretto Idrografico dell'Appennino Settentrionale, con apposizione delle misure di salvaguardia.*

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) è redatto ai sensi della Direttiva comunitaria 2007/60/CE (cd. "Direttiva Alluvioni") e del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 e mira a costruire un quadro omogeneo a livello distrettuale per la valutazione e la gestione dei rischi da fenomeni alluvionali, al fine di ridurre le conseguenze negative nei confronti della salute umano, dell'ambiente, del patrimonio culturale e delle attività economiche.

Con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016 è stato approvato il primo ciclo di pianificazione che ha avuto validità per il periodo 2015-2021. Attualmente è in corso il secondo ciclo e la Conferenza Istituzionale Permanente (CIP), con delibera n. 26 del 20 dicembre 2021, ha infatti adottato il primo aggiornamento del PGRA (2021-2027).

All'art. 6 della disciplina di piano vengono individuate tre classi di pericolosità da alluvione fluviale, secondo i seguenti criteri:

- P1 pericolosità bassa aree inondabili con tempi di ritorno maggiori di Tr 200 anni;
- P2 pericolosità media aree inondabili con tempo di ritorno superiore Tr 30 anni e minore o uguale a Tr 200 anni;
- P3 pericolosità elevata aree inondabili con tempo di ritorno inferiore o uguale a Tr 30 anni.

Dallo stralcio di cartografia riportato sopra, è evidente che l'area di intervento è ricompresa all'interno delle aree a pericolosità da alluvione elevata (P3), quindi sono interessate da inondazione caratterizzate da tempi di ritorno superiori >200 anni.



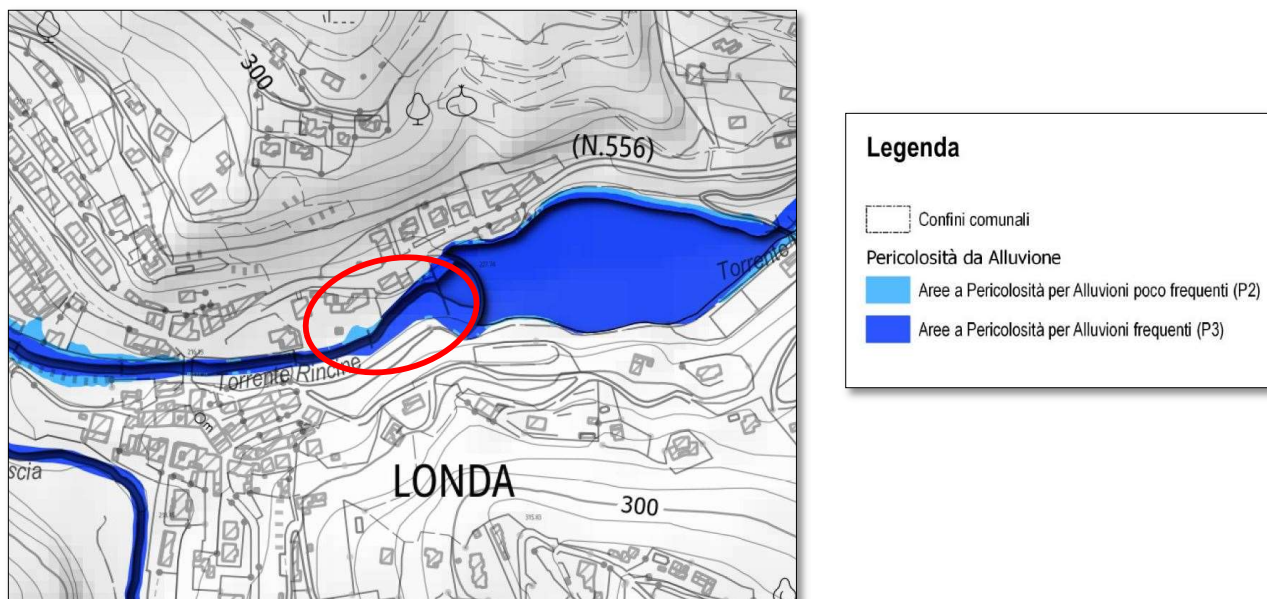


Figura 10: Stralcio Carta pericolosità Alluvioni PSI STA03\_5

A seguire gli stralci delle carte sui battenti, velocità T30 e T200 e la magnitudo che verranno riprese nella relazione idraulica.

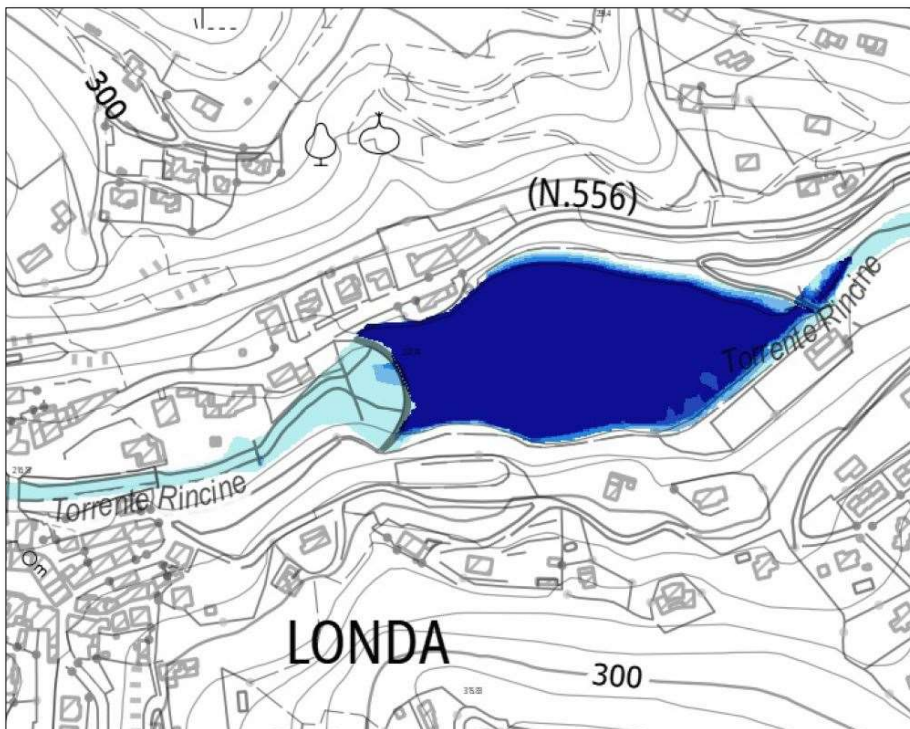


Figura 11: Stralcio Carta Battenti TR200 PSI QC C03\_5

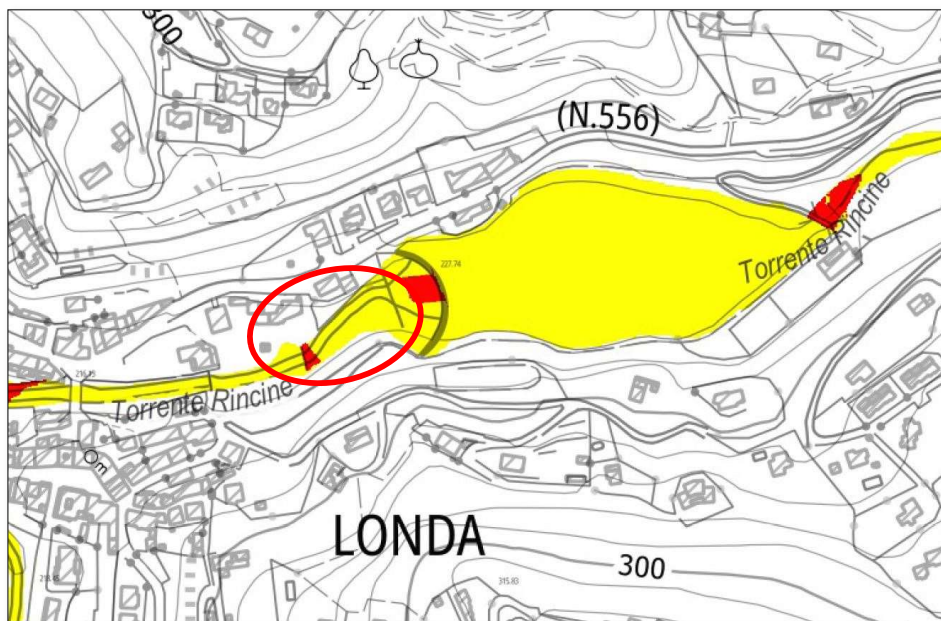


Figura 12: Stralcio Carta Velocità TR200 PSI QC C05\_5

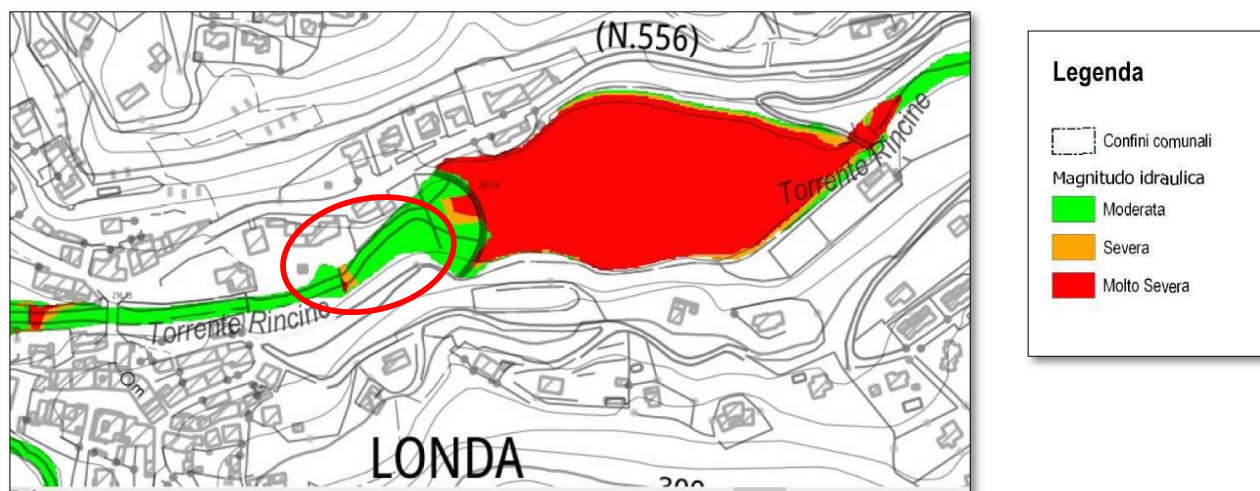


Figura 13: Stralcio Carta Magnitudo PSI QC C06\_5

### 3 CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE

#### 3.1 GENERALITÀ

La campagna geognostica è consistita complessivamente nel seguente programma di indagini:

N. 1 prova penetrometrica dinamica DM spinta fino alla profondità di 1.4 m da pdc;

N. 1 base sismica a rifrazione in onde sh per la determinazione dell'andamento delle onde sh nei primi 30 metri di sottosuolo.

L'ubicazione di tutte le indagini effettuate è osservabile nella figura 10 sottostante.



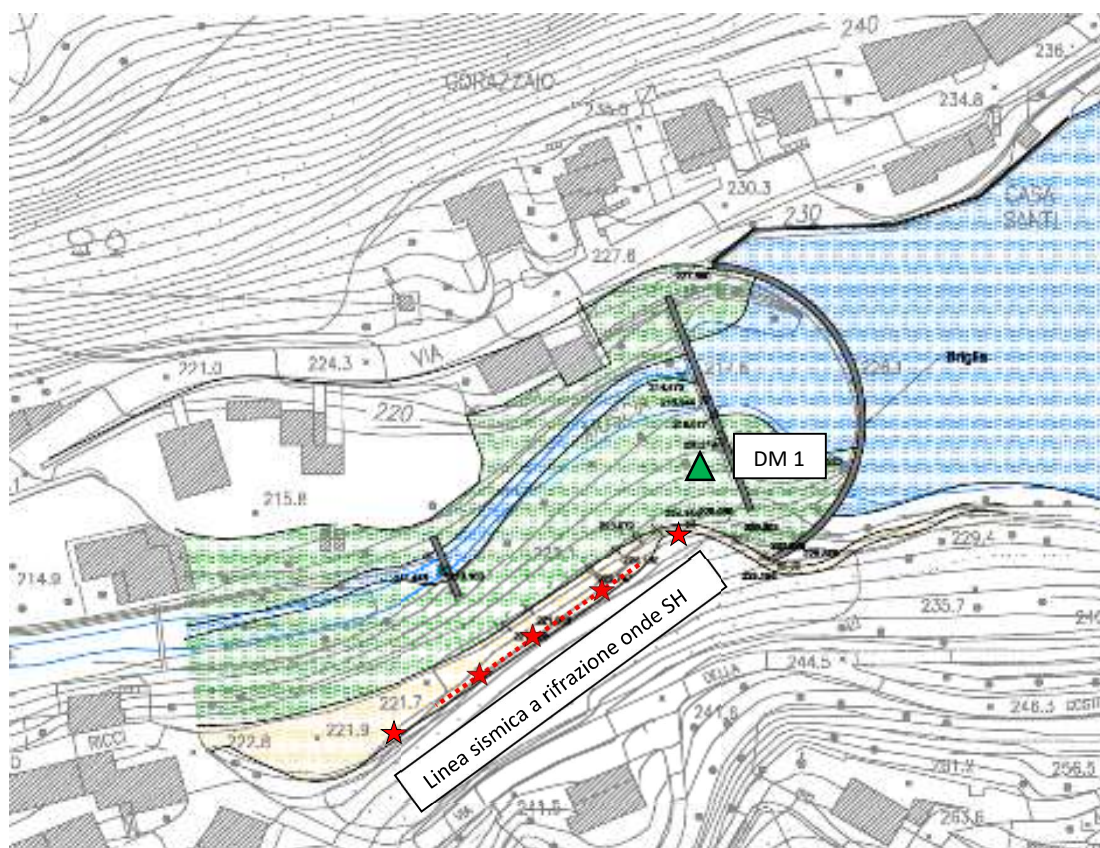


Figura 14: Ubicazione campagna di indagini geognostiche

### 3.2 PROVA PENETROMETRICA STATICA

La prova penetrometrica dinamica è stata ubicata in corrispondenza dell'alloggio del manufatto ad una quota circa corrispondente all'estradosso della controbriglia. Essa è stata eseguita con penetrometro dinamico medio modello Deep Drill con maglio da 30 Kg. La prova è stata spinta fino a 1.44 metri dal piano di campagna dove è andata al rifiuto strumentale.

La punta meccanica utilizzata ha un angolo di apertura  $\beta=90^\circ$  ed area della punta  $A_p=10 \text{ cm}^2$ .

La correlazione tra i valori del numero di colpi per un avanzamento di 10 cm ed il valore della resistenza dinamica alla punta (Rpd) effettuata con la formula degli Olandesi ha consentito poi di determinare le caratteristiche litotecniche dei terreni presenti nell'area.

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di Ionda (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

Da un'attenta lettura della sequenza litologica emerge la presenza una copertura detritica fine pedogenizzata fino alla profondità di 0.8 m, grossolana fino ad 1.4 m poggianti sopra un substrato litoide/alterazione regolitica.

I dati e i diagrammi relativi all'indagine vengono riportati in Appendice A.

### 3.3 BASE SISMICA A RIFRAZIONE

È stata eseguita una base sismica a rifrazione in onde SH lungo lo stradello che corre parallelamente al corso d'acqua con un dislivello rispetto al fondo di c.a 10 m allo scopo di determinare la categoria di suolo

Per l'esecuzione delle prospezioni sono state utilizzate le seguenti strumentazioni ed attrezzature:

n°	Strumentazione Sismica per profili sismici
1	Sismografo PASI "GEA 24" 24 ch – 24 bit
1	Computer portatile HP per registrazione dei dati di campagna
12	Geofoni orizzontali con frequenza pari a 10Hz
1 + 1	Cavo di collegamento per geofoni L=60 m con connettori NK2721C
1	Trigger dispositivo "hammer switch" L=130 m
1	Esploditore sismico ISOTTA
1	Massa battente del peso di 10 kg

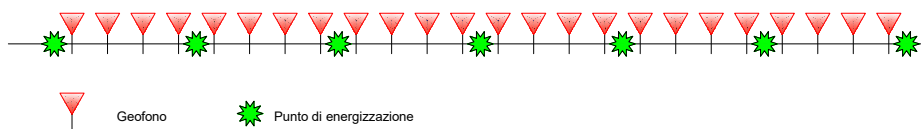
#### Profilo sismico a rifrazione onde "S<sub>H</sub>"

Lo scopo della prova consiste nel determinare il profilo di rigidezza del sito attraverso la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs), secondo fasi d'acquisizione differenti e determinare le geometrie sepolte (spessori e superfici di contatto) dei sismostrati individuati.

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in prossimità del sito da investigare, delle sollecitazioni dinamiche orizzontali per la generazione delle onde SH e nel registrare le vibrazioni prodotte, sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate mediante sensori a componente orizzontale (geofoni).

In riferimento all'indagine geofisica di sismica a rifrazione con onde polarizzate SH sono state adottate le seguenti caratteristiche:

- Numero geofoni: 12;
- Frequenza geofoni: 10 Hz;
- spaziatura dei geofoni: 3 metri;
- Offset max: 53 m
- spaziatura dei punti di scoppio: 17.5 metri;
- Sorgente: massa battente.
- Lunghezza della linea: 55 m



*Figura 15: Schema di array sismico a rifrazione con 24 geofoni*

Per quanto riguarda la generazione di onde polarizzate SH si è proceduto, viste le condizioni di accessibilità del sito, ad energizzare con la duplice battuta orizzontale ed è avvenuta secondo la procedura seguente:

- disposizione dei geofoni di tipo orizzontale lungo la linea, con il sensore (geofono) libero di vibrare lungo l'asse orizzontale ortogonale alla linea dello stendimento
- posizionamento del sistema energizzante (piastra e mazza) in modo da energizzare nel senso ortogonale all'allineamento geofonico

stack1: energizzazione in un senso, definita convenzionalmente battuta destra (dx),

stack2: energizzazione nel senso opposto al precedente (battuta sinistra)

acquisizione del file generato dalla somma dello stack1+stack2 - onde SH polarizzate

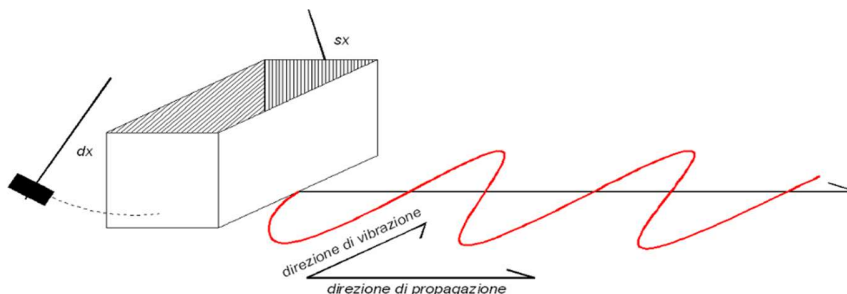


Figura 16 –Schema per la generazione di onde polarizzate SH e schema di avanzamento del fronte d'onda

Le indagini sismiche in sito hanno permesso di determinare direttamente la velocità di propagazione, all'interno del mezzo in esame, delle onde di taglio (onde "S").

Per quanto riguarda le principali proprietà dinamiche dei terreni, è opportuno ricordare che per sottosuoli naturali, a causa della rapidità delle azioni e del fatto che questi si trovano per gran parte sottofalda, ci si trova in condizioni di drenaggio impedito e pertanto il fenomeno sismico produce deformazioni volumetriche trascurabili, rispetto a quelle distorsionali. Per questo motivo appare giustificato ricondurre la modellazione meccanica di un fenomeno sismico all'analisi degli effetti prodotti da un insieme d'onde "S", che si propagano dal substrato alla superficie, con un campo di spostamenti del terreno in pratica orizzontale. Tale assunzione è oltretutto giustificata dal fatto che, da un punto di vista ingegneristico, il moto più verosimile ai fini della verifica sismica dei manufatti è quello orizzontale. In tal senso, a livelli di deformazione basse, è assunta l'ipotesi che il terreno in esame presenti un comportamento tensione-deformazione di tipo elastico lineare (deformazioni inferiori a 10-3 %).

Le velocità delle onde P misurate per terreni perfettamente saturi ( $S_r = 100\%$ ) dipendono talora in maniera decisiva dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale e perciò tali valori possono non essere rappresentativi delle proprietà meccaniche del materiale in questione; invece le velocità delle onde "S" e delle onde di superficie, sono caratteristiche delle vibrazioni trasmesse prevalentemente dal solo scheletro solido e perciò rappresentative delle proprietà meccaniche del terreno. Ne consegue che per alcuni terreni sottofalda, le uniche onde in grado di fornire informazioni precise sulla rigidità del terreno sono quelle di taglio e, subordinatamente, le onde di superficie.



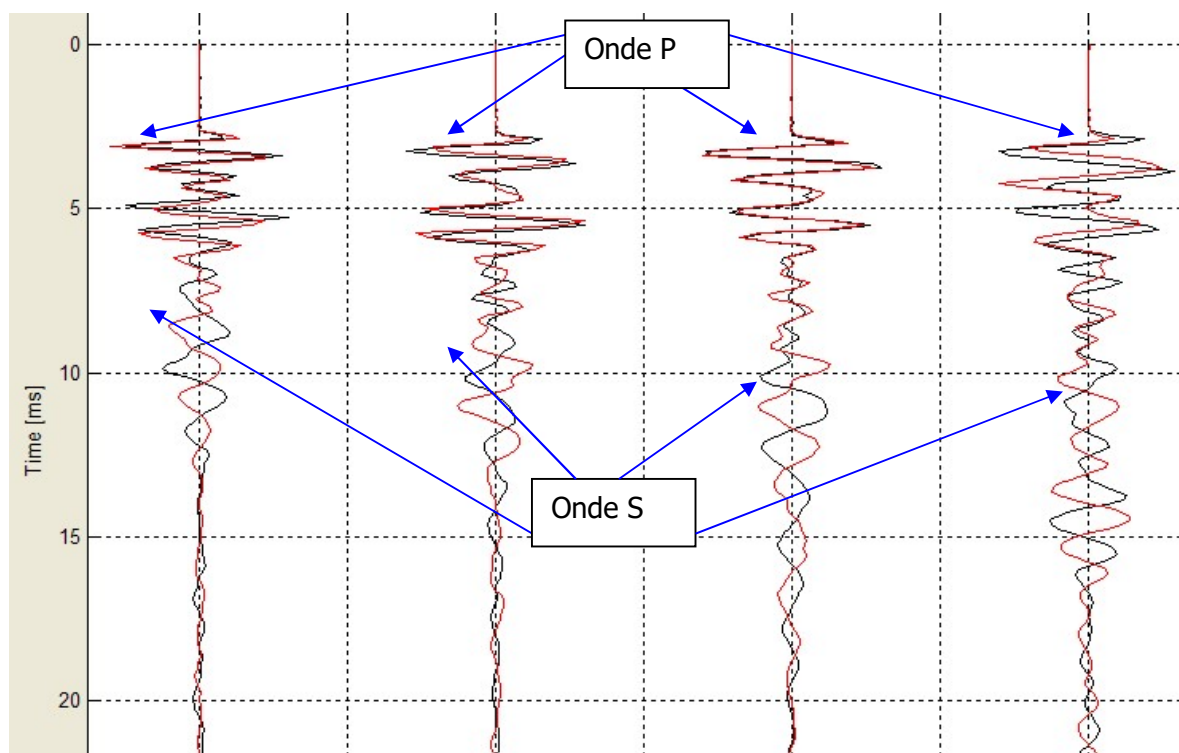
Le onde elastiche si propagano nelle rocce con vari schemi e con diverse velocità. Secondo queste modalità le onde sismiche pertanto sono distinte in longitudinali, trasversali, superficiali (Stoneley, Love, Rayleigh, etc.).

Nelle varie applicazioni della sismica s'impiegano impulsi artificiali d'energizzazione che producono onde elastiche di diversi tipi; tra queste sono prese in esame solo le onde longitudinali o "prime" (P) e quelle trasversali o "seconde" (S).

Occorre ricordare che la componente dell'onda sismica compressionale (P) risulta più veloce dell'altra componente (S) e pertanto l'arrivo di queste onde di taglio deve essere ricercato all'interno del sismogramma registrato.

Le due onde, com'è noto, si differenziano per la diversa modalità di deformazione dei terreni durante la loro diffusione: la propagazione delle onde longitudinali avviene mediante compressioni e decompressioni delle rocce, mentre quella delle onde trasversali si basa sulla trasmissione di sforzi di taglio.

Nella prova sismica effettuata, i tempi di primo arrivo delle onde S (v. Figura successiva) sono stati letti e tabellati attraverso specifici programmi di picking (il programma di interpretazione utilizzato è "intesism") che permettono di rimontare insieme le tracce relative alle varie profondità, per ciascun trasduttore, con precisione di lettura fino a 0,001 millisecondi



**Figura 17: Sismogramma - Identificazione dei tempi onde P e onde S**

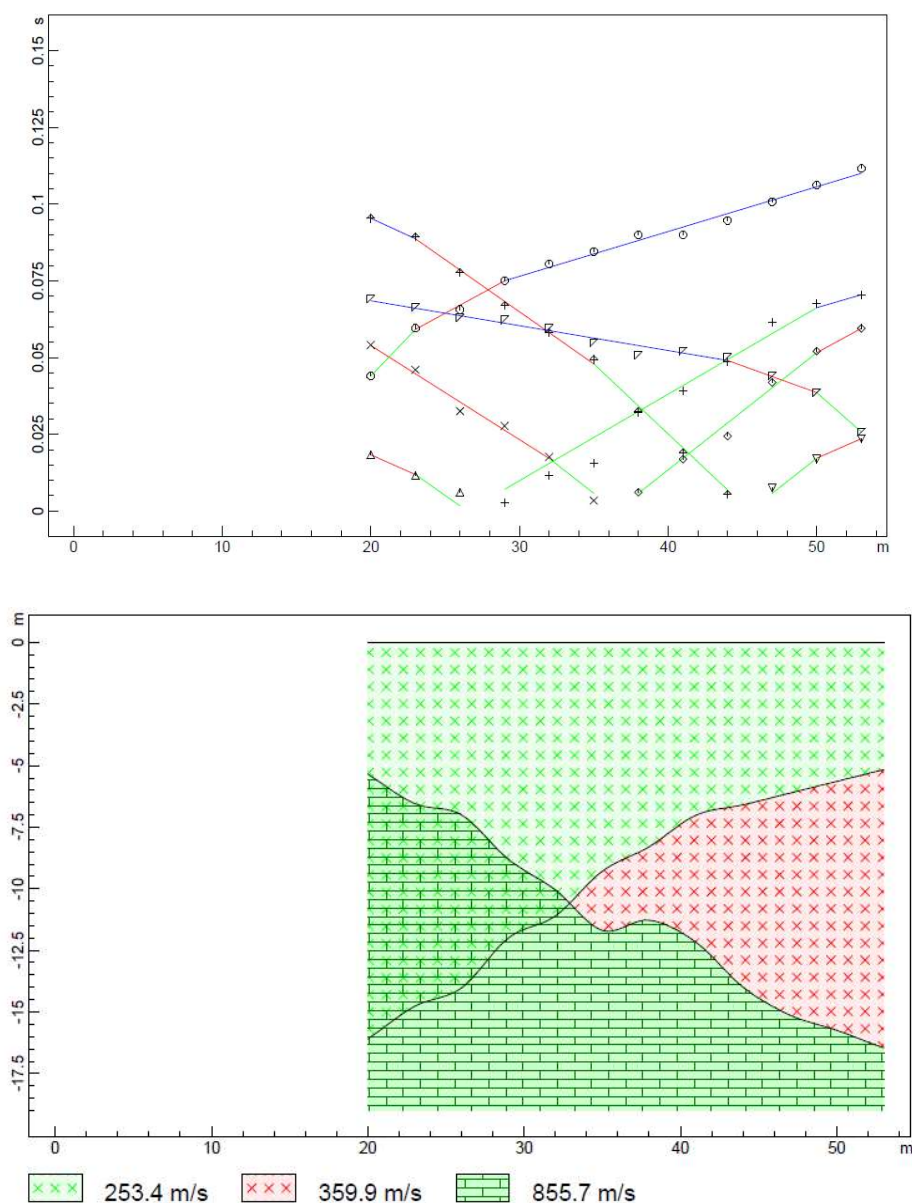
I tempi di arrivo delle onde permettono in funzione della distanza, attraverso specifiche elaborazioni, di calcolare le velocità sismiche delle varie litologie incontrate alle diverse profondità.

La fase d'interpretazione dei dati acquisiti in campagna è stata preceduta dalla lettura dei tempi sismici registrati. Dai sismogrammi registrati con il rilievo sismico eseguito con le caratteristiche sopra citate si ricavano i tempi di "primo arrivo" dell'onda sismica.

Il modello sismico derivato dall'interpretazione permette di ottenere una sezione in due dimensioni che ci consente di poter effettuare una interpretazione per definire un assetto stratigrafico dei vari rifrattori.

La sezione sismica interpretata in onde sh eseguita parallelamente al versante lungo lo stradello che corre circa a 10 m di dislivello dal corso d'acqua evidenzia bene la presenza di una copertura a bassa velocità decompressa con  $V_s=253$  m/s con spessore di c.a 5 m nella parte iniziale e finale della sezione e di circa 10 m nella zona centrale poggiante su di un substrato più rigido costituito da detrito grossolano con  $V_s=360$  m/s nella parte terminale della sezione. La parte iniziale della sezione poggia invece direttamente sul substrato litoide

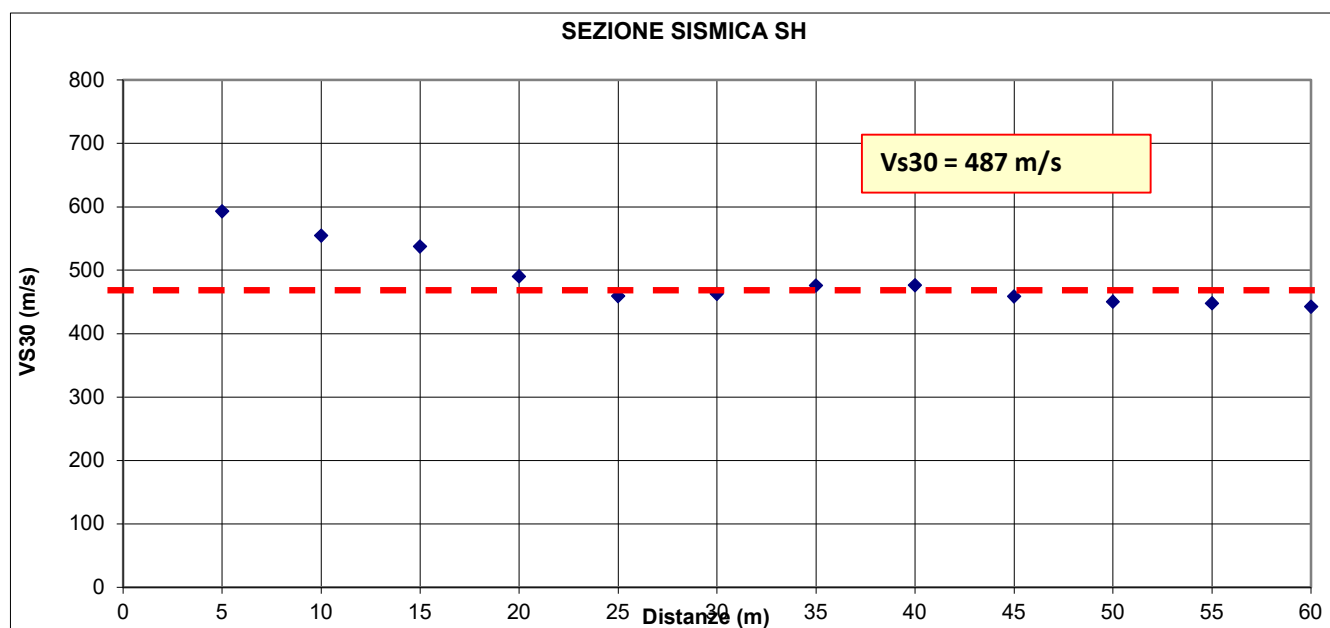
alterato vero e proprio con  $V_s = 856 \text{ m/s}$ ; tale substrato risulta invece presente a c.a 16 m di profondità nella parte terminale della sezione. Tale assetto concorda molto bene con la presenza nella zona della controbriglia e quindi nella parte a monte della sezione sismica di un substrato litoide affiorante con immersione a travelpoggio.



**Figura 19 : Sezione sismostratigrafica onde SH**

La ricostruzione delle VS30 lungo il profilo (vedi tabelle e grafici sottostanti) ha consentito di determinare la VS30 media con la formula

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$



geof.dist.	Vs
5	592,7400921
10	554,3714054
15	537,3361208
20	490,4665174
25	459,3047269
30	462,8013059
35	476,1249942
40	476,5909913
45	458,7762146
50	450,5393956
55	447,9370289
60	442,473237

v rifr.1	spessore	v rifr.2	spessore	v rifr.3	spessore	vs30
253,00	5,3	359,00	0,5	856,00	24,2	592,74
253,00	6,5	359,00	0,6	856,00	22,9	554,37
253,00	7	359,00	0,8	856,00	22,2	537,34
253,00	8,8	359,00	1	856,00	20,2	490,47
253,00	10	359,00	1,5	856,00	18,5	459,30
253,00	9,3	359,00	2,4	856,00	18,3	462,80
253,00	8,3	359,00	3	856,00	18,7	476,12
253,00	7	359,00	5,2	856,00	17,8	476,59
253,00	6,6	359,00	7,4	856,00	16	458,78
253,00	6,1	359,00	9	856,00	14,9	450,54
253,00	5,6	359,00	10,1	856,00	14,3	447,94
253,00	5,2	359,00	11,3	856,00	13,5	442,47

media	<b>487,46 m/s</b>	media	253,00	359,00	487,46
-------	-------------------	-------	--------	--------	--------

Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di Isona (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**



*Il valore ottenuto risulta pari a 487 m/s. Questo valore di velocità consente di attribuire la categoria di sottosuolo alla **Classe B***

#### 4 MODELLO GEOTECNICO LOCALE

Sulla base della campagna di indagini geognostiche eseguite è possibile ricostruire il seguente modello geotecnico locale che nella sezione di figura successiva è stato schematizzato anche bidimensionalmente lungo una traccia di sezione di progetto.

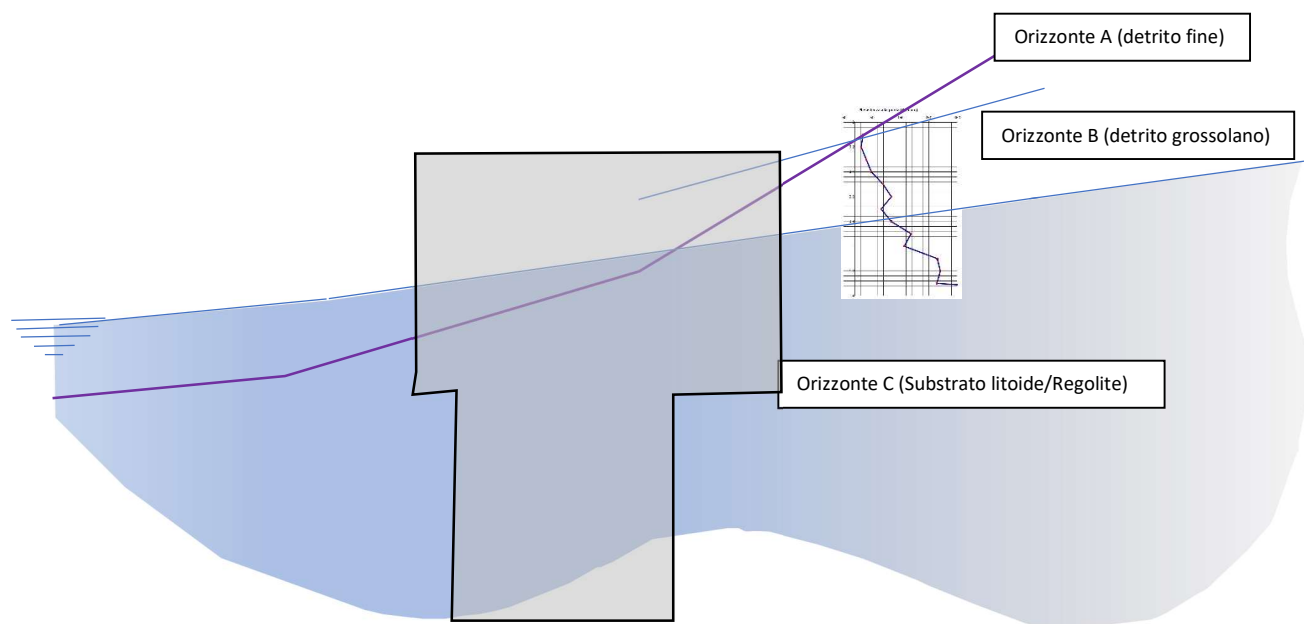
Gli orizzonti litotecnici individuati risultano tre:

**Orizzonte A:** *Terreno vegetale superficiale in matrice limosa sabbiosa e/o terreno rimaneggiato detritico (da 0 a 0.8 m dal p.c.)*

**Orizzonte B:** *Sabbie e ghiaie con trovanti in abbondante matrice terrigena (da 0.8 a 1.4 m dal p.c.)*

**Orizzonte C:** *Substrato litoide e/o di alterazione regolitica (> 1.4 m dal p.c.)*

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$E_t$ (MPa)
A	18.5	32	10
B	20	38	40
C	22	42	100



**Figura 19: Sezione litotecnica**

## **5 SISMICITA' DELL'AREA E DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SPETTRALI**

### **5.1 GENERALITA'**

La normativa nazionale in materia (D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni) sostituisce ad una valutazione “zona dipendente” (per territorio comunale) una valutazione di tipo “sito dipendente” (Allegato A del D.M. 17/01/2018).

Per la valutazione dei parametri spettrali di un sito è necessario effettuare una media pesata tra i vari parametri riferiti ad una griglia di riferimento (Allegato B del D.M. 17/01/2018).

## 5.2 VITA NOMINALE

La vita nominale  $V_n$  è il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Secondo la tabella riportata nelle NTC l'intervento risulta avere la seguente vita nominale:

**$V_n \geq 50$  anni**

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

## 5.3 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi, come riportato di seguito.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* 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 Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* 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.

L'opera di interesse ricade dunque in **classe II**.

#### 5.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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.

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

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

Perciò:

$$V_r = 50 * 1.0 = 50 \text{ anni}$$



## 5.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Per determinare l'azione sismica di progetto è possibile ricorrere ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Le tabelle sottostanti riportano le varie categorie di sottosuolo individuate dalla normativa.

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Sulla base di pregresse indagini sismiche a rifrazione con onde SH il sottosuolo dell'area d'interesse rientra nella **categoria C**

## 5.6 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Se le configurazioni superficiali sono semplici, la normativa permette di schematizzarle secondo la seguente tabella.

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Da questa tabella si desume il valore del coefficiente di amplificazione topografica secondo la successiva tabella.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nella situazione in oggetto la categoria topografica è **T2** e il coefficiente di amplificazione topografica  **$S_t = 1.2$**

## 5.7 MICROZONAZIONE SISMICA

Dalla cartografia della microzonazione sismica del PSI risulta che l'area di progetto ricade su un'area stabile suscettibile di amplificazione locale ovvero aree nelle quali si presume che, in presenza di sisma, si possano verificare fenomeni di amplificazione sismica.

Tali aree sono caratterizzate o dalla presenza solamente di substrato roccioso affiorante con caratteristiche strutturali e/o topografiche e/o sismiche tali da non permettere la delimitazione di una zona

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di Isona (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**

stabile, oppure dall'esistenza di coperture riconducibili a depositi di origine alluvionale, a coltri detritiche di versante (detriti di versante, depositi eluvio-colluviali, frane), a depositi di origine antropica.

In funzione dei parametri che quantificano l'amplificazione locale del moto sismico in base e uno spettro di risposta elastico rappresentativo, l'area in oggetto ha come valore del fattore di amplificazione  $FA = 1.1-1.2$ .

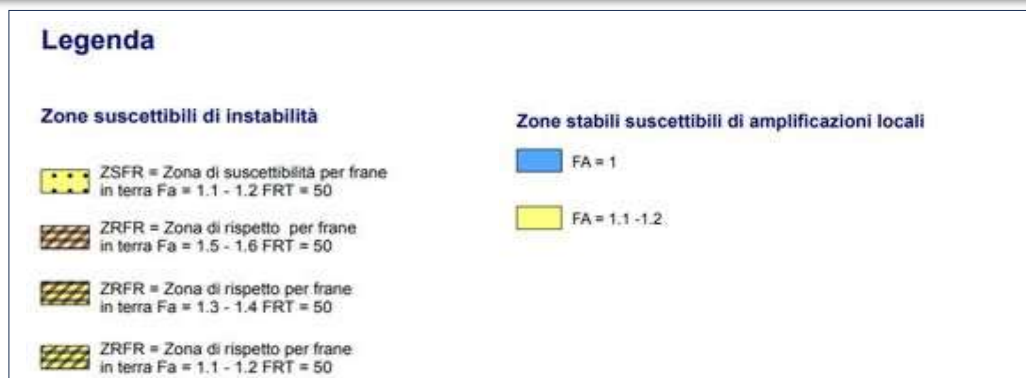
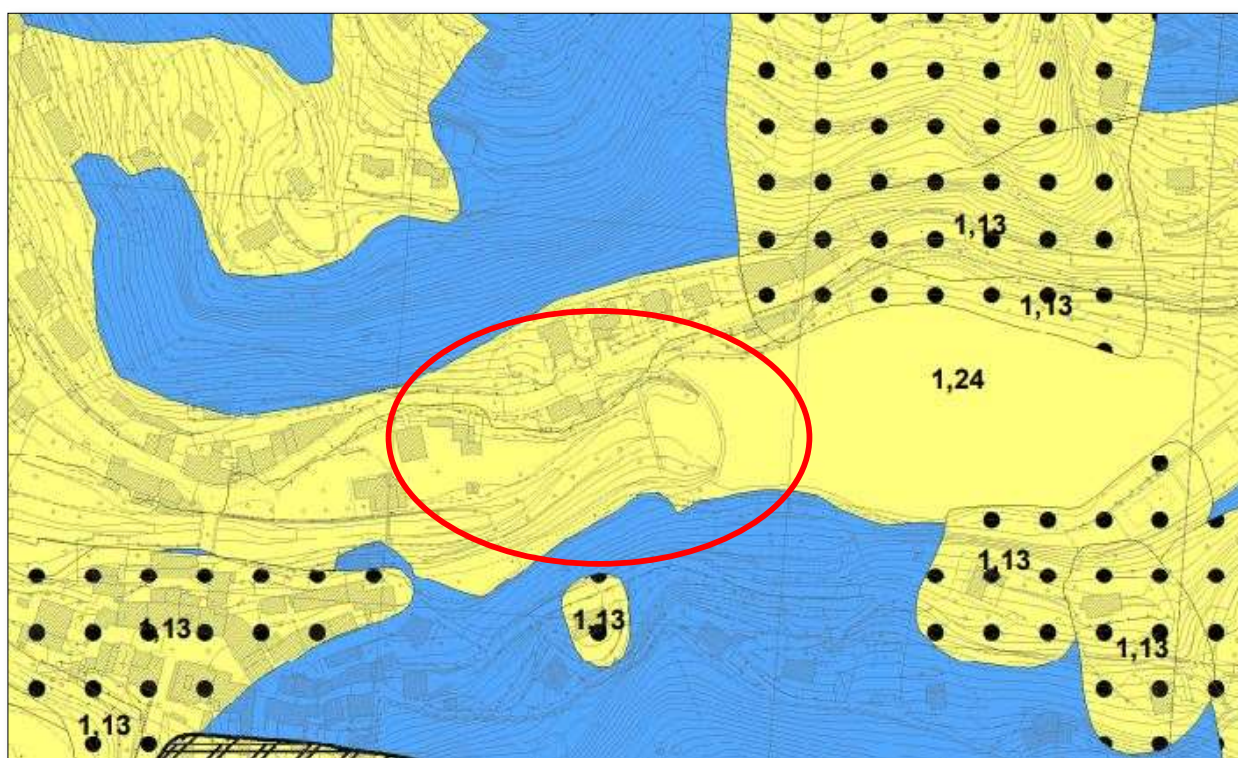


Figura 20: Stralcio Carta di microzonazione Sismica FA 01 05- G05

Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di Ionda (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**



## 6 VALUTAZIONI IN MERITO AL VINCOLO IDROGEOLOGICO

Con DPGR 8 agosto 2003 n. 48R sono disciplinate le norme di tutela, i vincoli e le prescrizioni previste dalla LR 39/2000. Le norme relative al Vincolo Idrogeologico si applicano in tutti i territori coperti da bosco e nei terreni ricompresi nelle zone determinate ai sensi del Regio Decreto-Legge 3267/1923.

Poiché l'area in progetto ricade in una zona sottoposta a vincolo idrogeologico (figura 15), si applica, per tutte le modificazioni morfologiche, quanto disposto dal Regolamento Forestale della Toscana approvato con DPGR n. 48/R dell'8 agosto 2003 art. 75 "Indagini geologiche". In particolare, il comma 4 del suddetto articolo recita che "nei terreni posti su pendio, ... dovrà essere verificata la stabilità del pendio nelle condizioni attuali, durante le fasi di cantiere e nell'assetto definitivo di progetto considerando le sezioni e le ipotesi più sfavorevoli...".



**Figura 22: Estratto da cartografia del vincolo idrogeologico (da Geoscopio Regione Toscana)**

*Istanza di autorizzazione unica ex art 12 d.lgs 387/03 per la realizzazione di una nuova centrale idroelettrica sul torrente rincine sfruttando lo sbarramento del lago di londa (rif. pratica acque n. sidit 3180/2022)*

**RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA**



## 6.1 VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE

Sono state effettuate le verifiche di stabilità del versante, come previsto dalla normativa vigente, nello stato attuale, di cantiere e di progetto sulla sezione visibile all'interno della Tavola denominata LON.PD.TAV.SP.03 "Profilo Condotta di progetto". Per le procedure di calcolo è stato utilizzato un software dedicato Slope, prodotto dalla Società Geostru Software s.p.a.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite con il metodo pseudo statico, cioè l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Di seguito sono riportati i risultati delle elaborazioni in forma sintetica. In Appendice C è invece riportata la relazione di calcolo con cenni teorici e risultati di sintesi relativi alla sezione di verifica ed alla superficie critica.

Sono state verificate numerose superficie di scivolamento circolari utilizzando il metodo di Fellenius.

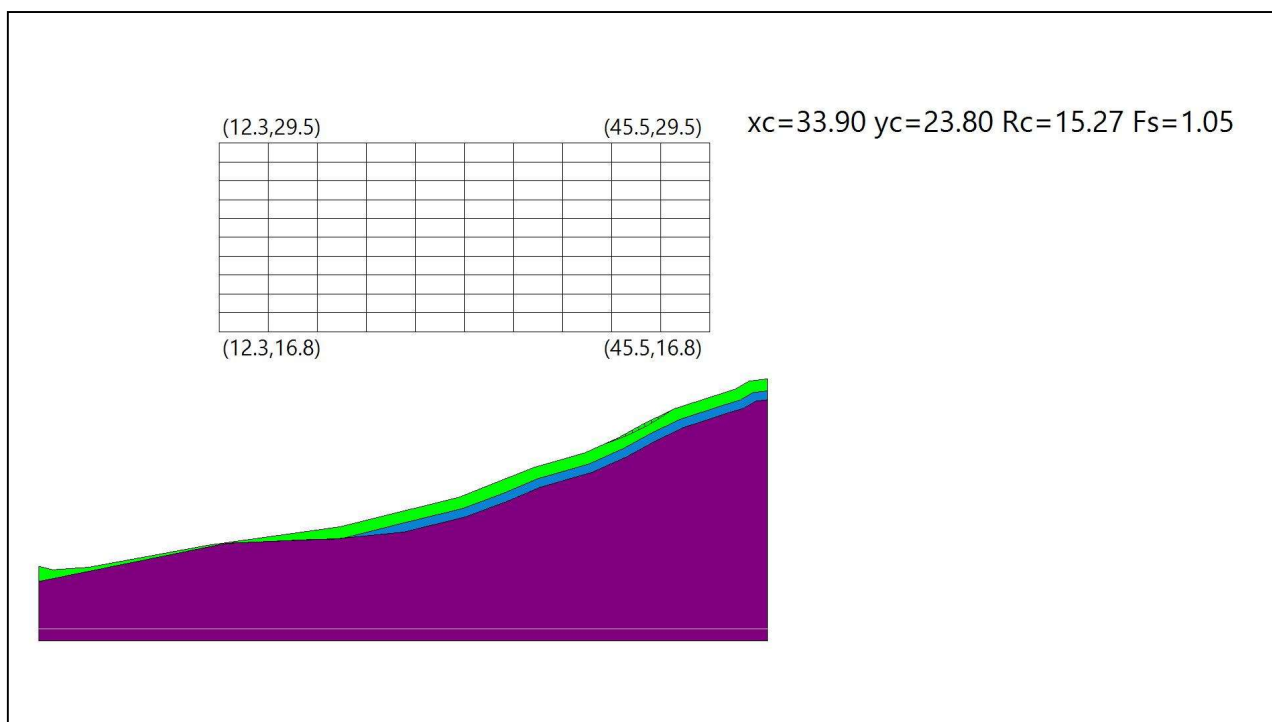
### STATO ATTUALE

Per la verifica di stabilità del pendio nello stato attuale si è considerata la successione litostratigrafica precedentemente descritta composta da tre strati con caratteristiche granulometriche e tessiturali distinte.

Per la verifica di stabilità si sono utilizzati i parametri geotecnici ricavati dalle indagini in situ. I parametri geotecnici relativi all'angolo di attrito interno e alla coesione sono stati adeguatamente ridotti come previsto dalle NTC 2018. Nella verifica si è tenuto conto anche dell'azione sismica inserendo i parametri necessari.

La superficie a valor minimo individuata presenta un **FS = 1.05** in condizioni sismiche e si trova nella porzione di versante ricoperto dalla coltre detritica. Occorre tuttavia ricordare che la verifica è stata condotta a favore della sicurezza assumendo cautelativamente nulla la  $C'$  dell'orizzonte detritico, nonostante si abbia un grado seppur minimo di coesione.

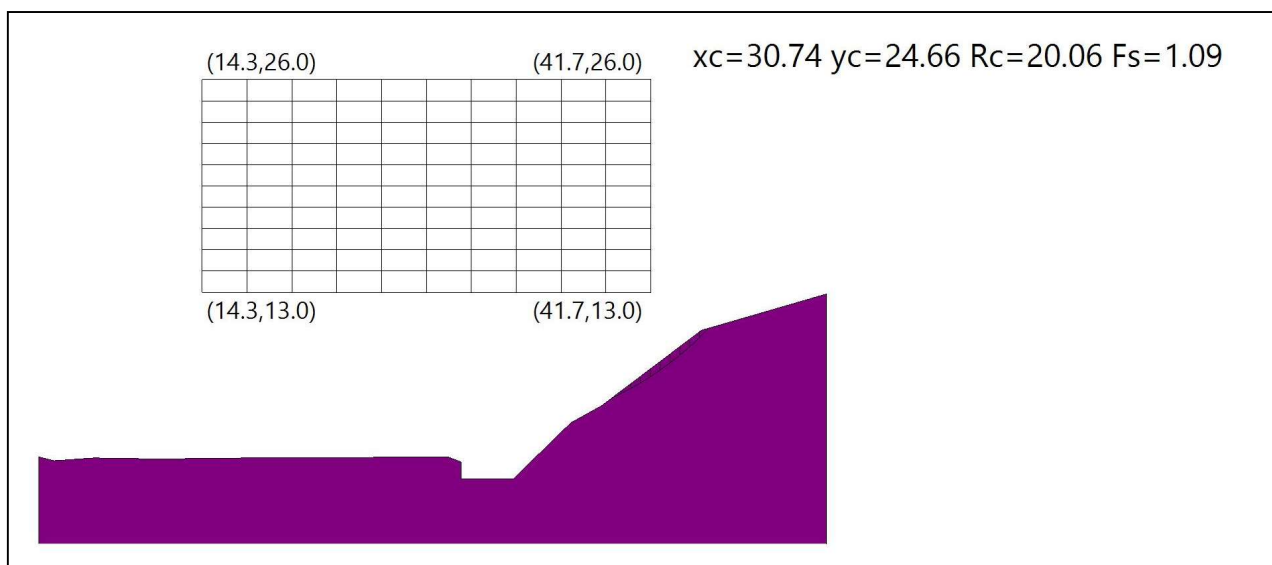
Nella figura seguente si può osservare la porzione della superficie a  $F_s$  minimo e la maglia dei centri.



#### STATO DI CANTIERE

Fermo restando le considerazioni fatte precedentemente riguardo la stratigrafia dei terreni ed i parametri geotecnici attribuiti ai singoli strati, si è proceduto alla verifica di stabilità in fase di scavo aperto per la realizzazione dell'opera.

Anche la stabilità in fase di scavo risulta verificata avendo ottenuto un coefficiente di sicurezza minimo  **$F_s = 1.09$** .

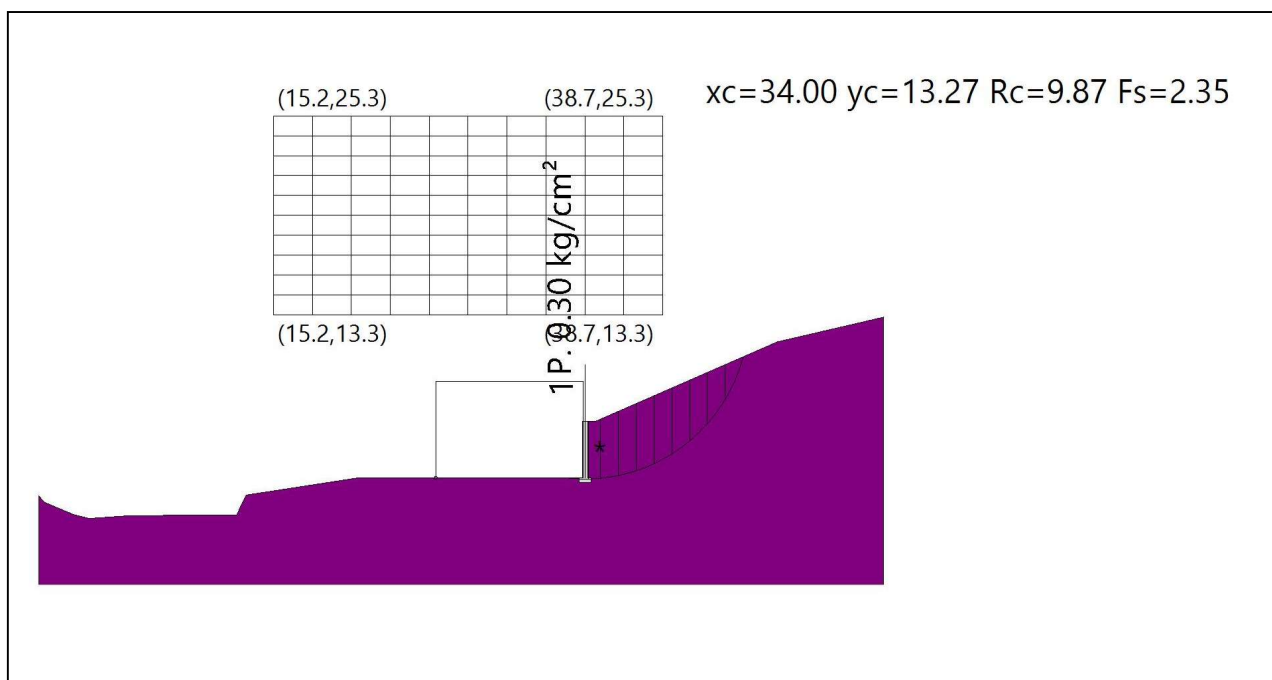


#### STATO DI PROGETTO

Nella verifica dello stato di progetto di è necessariamente tenuto conto della presenza del sovraccarico indotto dal manufatto in progetto e della nuova geometria del pendio.

La superficie a valor minimo presenta un **Fs = 2.35** in condizioni sismiche e si trova nella porzione di versante a ridosso con la parete del manufatto in progetto.

In definitiva la verifica di stabilità del pendio si dimostra non solo positiva, ma anche tale da evidenziare una notevole miglioria apportata dall'intervento in progetto su quello che è l'assetto idrogeologico dell'area, ed in generale sulla stabilità globale del pendio.



## 7 CONCLUSIONI E VALUTAZIONI IN MERITO AL VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il progetto in esame consiste nella realizzazione di una centralina idroelettrica per l'utilizzo a scopo idroelettrico delle acque del lago di Londa in corrispondenza della briglia di sbarramento e controbriglia esistenti.

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di un impianto in sponda sinistra, con un collegamento fra opera di presa, a monte della briglia principale, e restituzione, al piede della controbriglia, mediante tubazione.

L'intervento principale risulta rappresentato, oltre alla tubazione di adduzione, dal manufatto in CA dove verranno alloggiati gli impianti idroelettrici che verrà realizzato in sponda di sinistra idraulica del T. Rincine subito a valle della controbriglia.

Tale progetto prevede movimenti di terra per la realizzazione dell'opera di presa del locale turbina e per l'installazione di tutte le apparecchiature. Le opere civili saranno realizzate in c.a.

La zona non presenta particolari condizioni o limitazioni alla realizzazione di quanto in progetto.



Sotto il profilo geomorfologico non sono stati rilevati indizi di dissesto gravitativo che interessano la scarpata fluviale sinistra; sarà considerata la presenza di forme e processi erosivi dovuto alle acque incanalate nel dimensionamento dell'opera di presa (condotte e strutture interrato).

La campagna di indagini geognostiche e geofisiche ha consentito di derivare il modello geotecnico locale bidimensionale rappresentato dalla sezione litotecnica di Fig. 14. Le verifiche geotecniche esecutive delle opere fondali e controterra (spinta delle terre, capacità portante, cedimenti, stabilità fronti di scavo) ed idrogeologiche (permeabilità pareti, sifonamento fondo scavo ecc) dovranno essere effettuate tenendo conto dei parametri di resistenza al taglio e compressibilità ricavati unitamente alla presenza di un livello di saturazione dato dal massimo battente idrico sul letto del fiume.

Sulla base, comunque, degli elementi preliminari ad oggi acquisiti si può concludere che l'intervento risulta fattibile sotto il profilo geologico, geotecnico, geomorfologico, idrogeologico e sismico anche in riferimento a quanto disposto dalla normativa sul Vincolo Idrogeologico.

# APPENDICE A

PROVE PENETROMETRICHE

**DM 1**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLA VALORI RESISTENZA ALLA  
PUNTA**

LAVORO Idroelettrico Londa  
LOCALITA' Londa  
COMM.TE Erreenergie  
QUOTA P.C.  
DATA 27/01/2023

**PENETROMETRO DINAMICO  
tipo MEDIO - (Dm30)  
CATTERISTICHE TECNICHE**

LETTURE			
Prof	N° colpi	Rpd	Rp
0,1	3	17,95213	4,488032
0,2	2	11,93634	2,984085
0,3	5	29,7619	7,440476
0,4	8	47,4934	11,87335
0,5	15	88,81579	22,20395
0,6	20	118,1102	29,52756
0,7	14	82,46073	20,61518
0,8	20	117,4935	29,37337
0,9	32	187,5	46,875
1	28	163,6364	40,90909
1,1	48	279,7927	69,94819
1,2	50	290,6977	72,67442
1,3	48	278,3505	69,58763
1,4	80	935,9331	233,9833
1,5	0	0	0
1,6	0	0	0
1,7	0	0	0
1,8	0	0	0
1,9	0	0	0
2	0	0	0

Peso Massa battente M= 30 Kg  
 Altezza caduta libera H= 0,2 m  
 Peso sistema battuta Ms= Kg  
 Diametro punta conica D= mm  
 Area base punta conica A= 10 cmq  
 Angolo apertura punta  $\alpha$ = 90 °  
 Lunghezza delle aste La= 1 m  
 Peso aste per metro Ma= 1 Kg/m  
 Prof. Giunzione prima asta P1= m  
 Avanzamento punta  $\delta$ = 0,1 m  
 Numero di colpi punta N= N(10) N(10)  
 Peso tot. Aste e sist. Batt. P

Energia specifica per colpo  $Q = (M H) / (A \delta) = \text{Kg/cm}^2$   
 (prova SPT:  $Q_{spt} = 7,83 \text{ Kg/cm}^2$ )

Coeff teorico di energia  $\beta_t = Q / Q_{spt} = 1,52$   
 (teoricamente  $N_{spt} = \beta_t N$ )

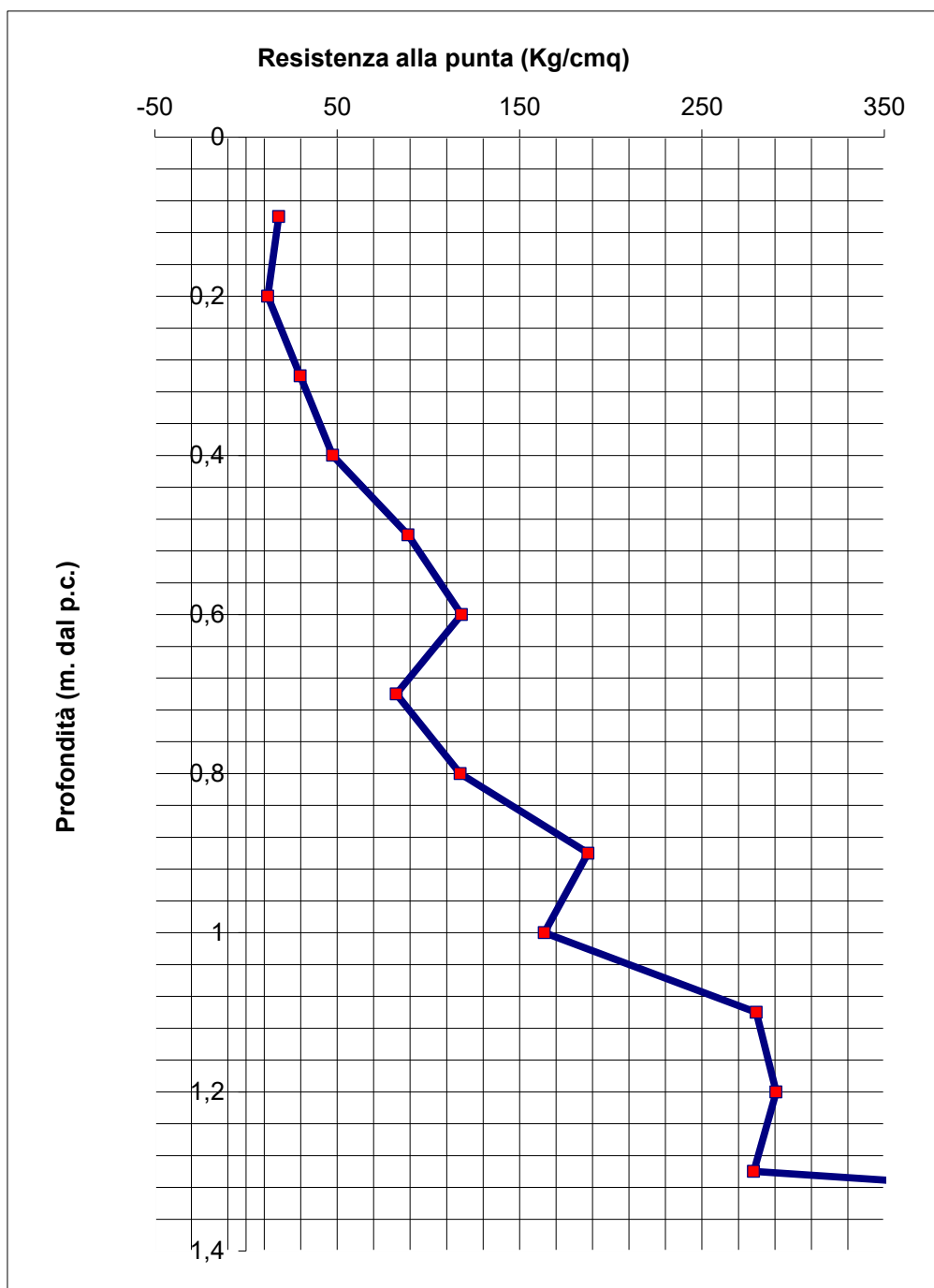
**CALCOLO DELLA "Rpd"**  
 (Resistenza alla Punta Dinamica)  
FORMULA DEGLI OLANDESI:

$$Rpd = M^2 H / [A d (M + P)]$$

LAVORO Idroelettrico Londa  
LOCALITA' Londa  
COMM.TE Errenergie  
QUOTA P.C.  
DATA 27/01/2023

**DM 1**

**PROVA PENETROMETRICA  
DINAMICA  
DIAGRAMMI VALORI RESISTENZA  
ALLA PUNTA**





LAVORO	Idroelettrico Londa
LOCALITA'	Londa
COMM.TE	Erreenergie
QUOTA P.C.	
DATA	27/01/2023

## DM 1

### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

Prof	Rpd	Terreni coesivi				Terreni granulari				
		Cu	$\gamma_{sat}$	$\sigma'$	Mo	Dr	$\gamma_{sat}$	$\sigma'$	$\phi'$ my	E'
0,1	17,9521277	0,718	2	0,02	56,55	15	1,9	0,019	28	44,9
0,2	11,9363395	0,477	2	0,04	39,39	15	1,9	0,038	22	29,8
0,3	29,7619048	1,19	2,05	0,0615	89,29	25	1,9	0,057	31	74,4
0,4	47,4934037	1,9	2,1	0,084	142,5	40	2	0,08	31	119
0,5	88,8157895	3,553	2,1	0,105	266,4	40	2	0,1	34	222
0,6	118,110236	4,724	2,1	0,126	354,3	40	2,1	0,126	36	295
0,7	82,460733	3,298	2,1	0,147	247,4	40	2	0,14	34	206
0,8	117,493473	4,7	2,1	0,168	352,5	40	2,1	0,168	36	294
0,9	187,5	7,5	2,1	0,189	562,5	40	2,1	0,189	38	469
1	163,636364	6,545	2,1	0,21	490,9	40	2,1	0,21	38	409
1,1	279,792746	11,19	2,1	0,231	839,4	40	2,15	0,2365	39	699
1,2	290,697674	11,63	2,1	0,252	872,1	40	2,15	0,258	39	727
1,3	278,350515	11,13	2,1	0,273	835,1	40	2,15	0,2795	39	696
1,4	935,933148	37,44	2,1	0,294	2808	40	2,15	0,301	39	2340

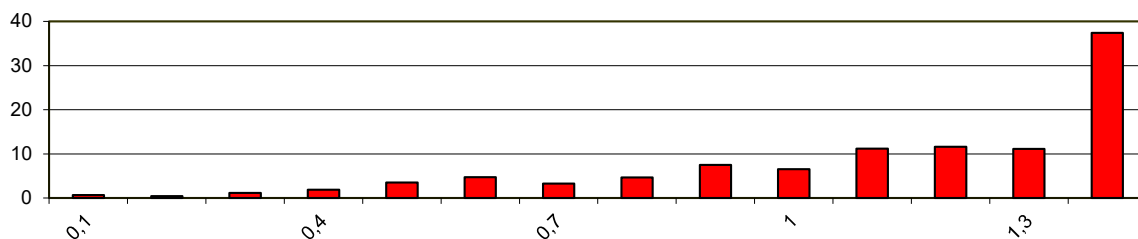
LAVORO Idroelettrico Londa  
LOCALITA' Londa  
COMM.TE Errenergie  
QUOTA P.C.  
DATA 27/01/2023

**DM 1**

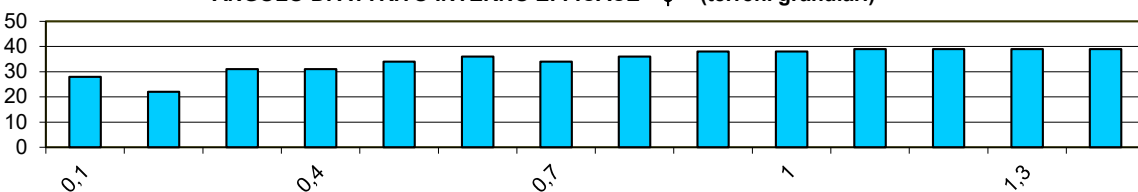
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
GRAFICI PARAMETRI GEOTECNICI**

PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

**COESIONE NON DRENATA "Cu" Kg/cm<sup>2</sup> (terreni coesivi)**

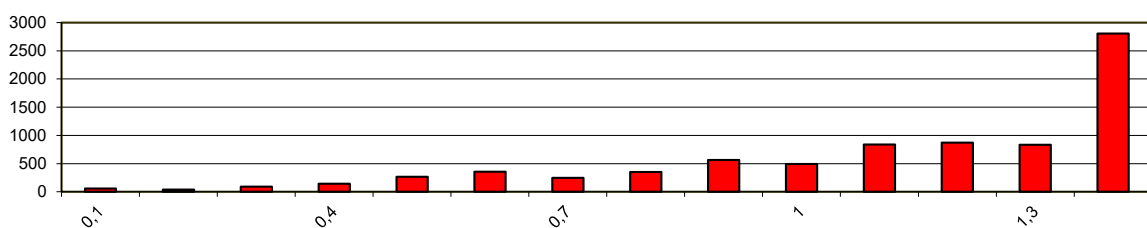


**ANGOLO DI ATTRITO INTERNO EFFICACE "φ" (terreni granulari)**

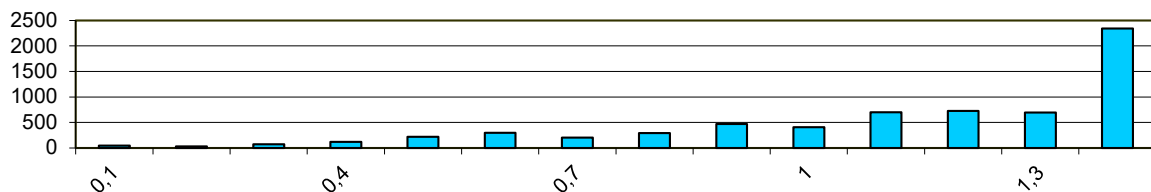


PARAMETRI DI COMPRESSIBILITA'

**MODULO EDOMETRICO "Mo" Kg/cm<sup>2</sup> (terreni coesivi)**



**MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO "E" Kg/cm<sup>2</sup> (terreni granulari)**

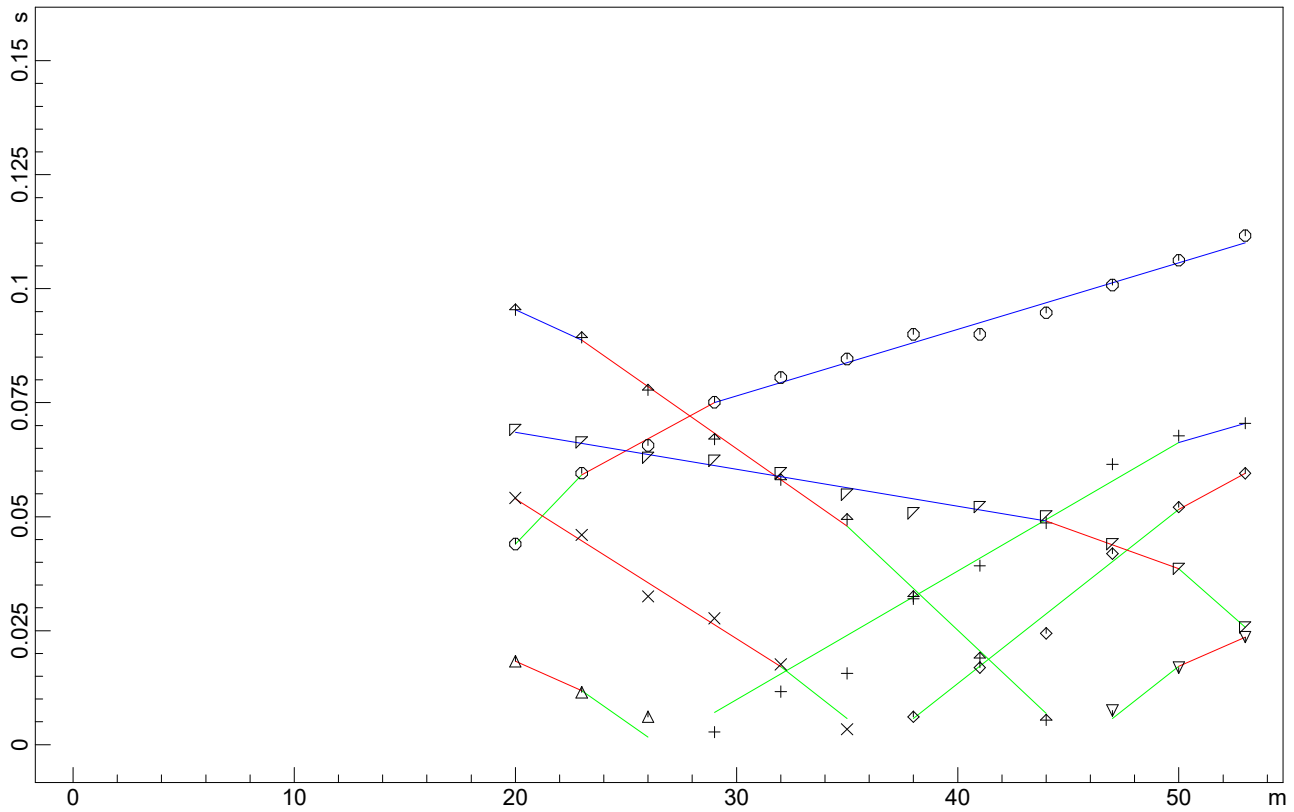


## APPENDICE B

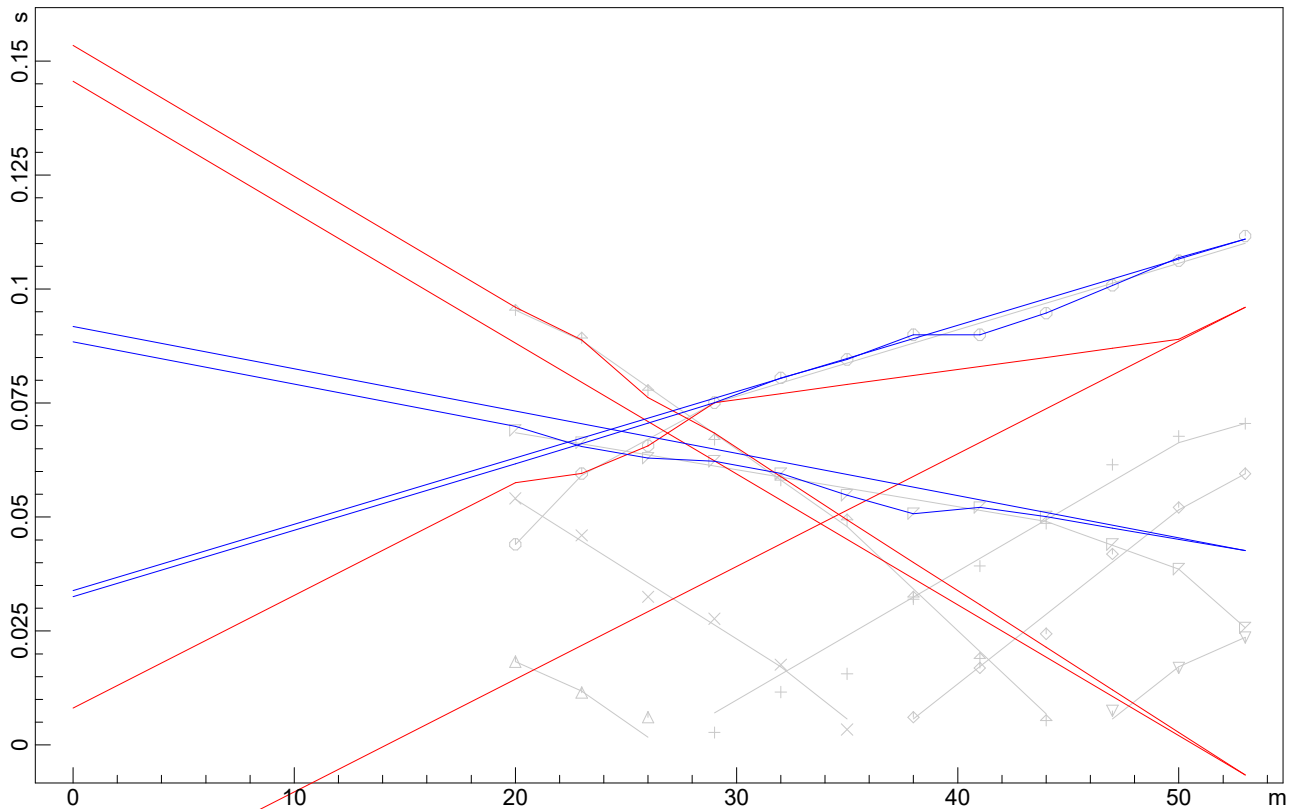
SISMICA A RIFRAZIONE

# Sismica onde P Badia a Elmi

## DROMOCRONE ORIGINALI

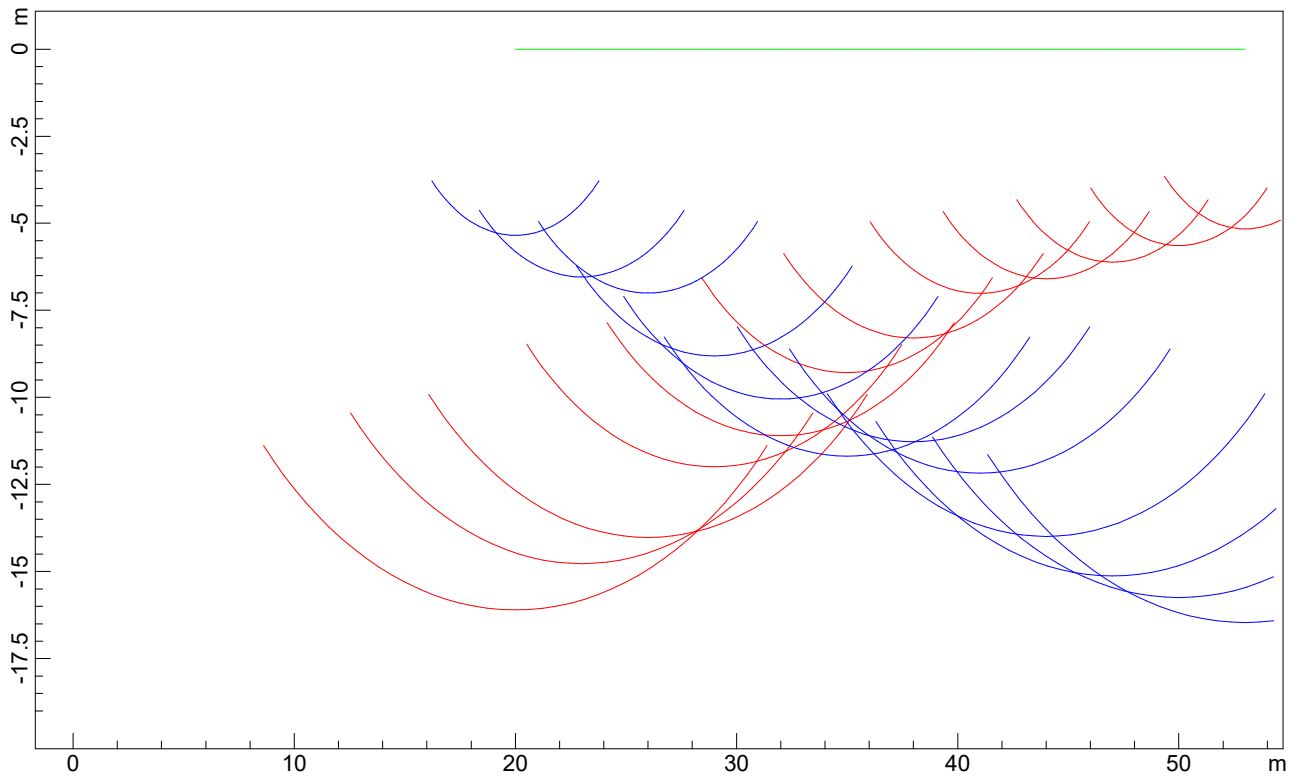


## DROMOCRONE TRASLATE

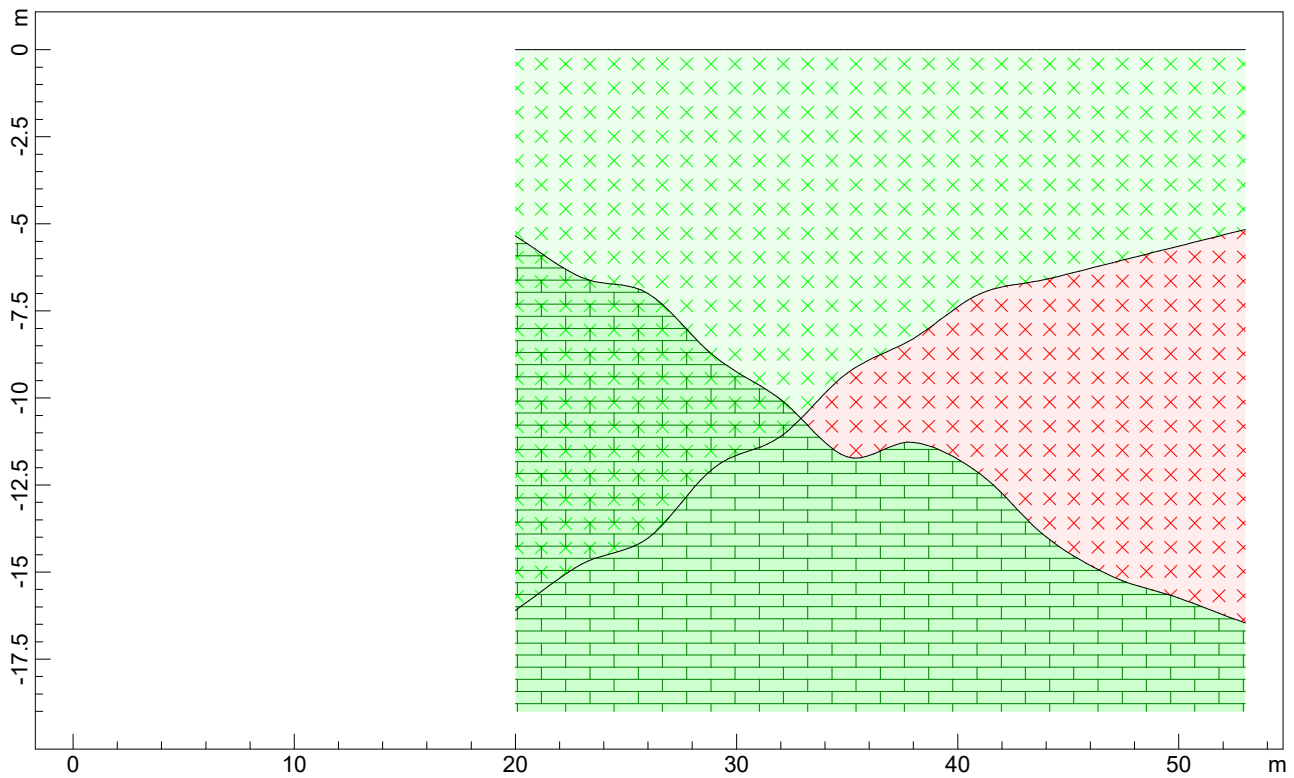



# Sismica onde P

## PROFONDITA' RIFRATTORI

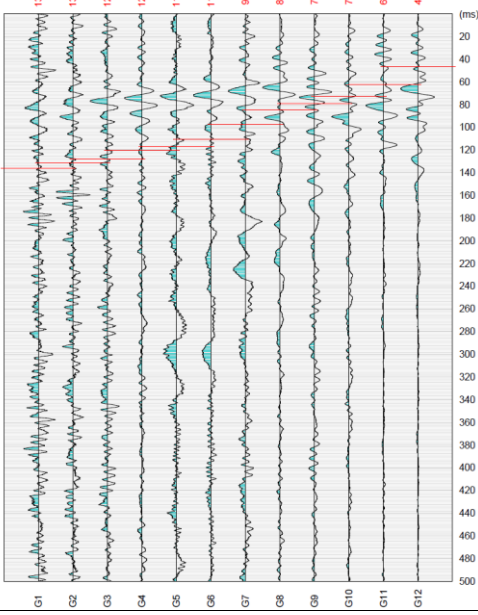
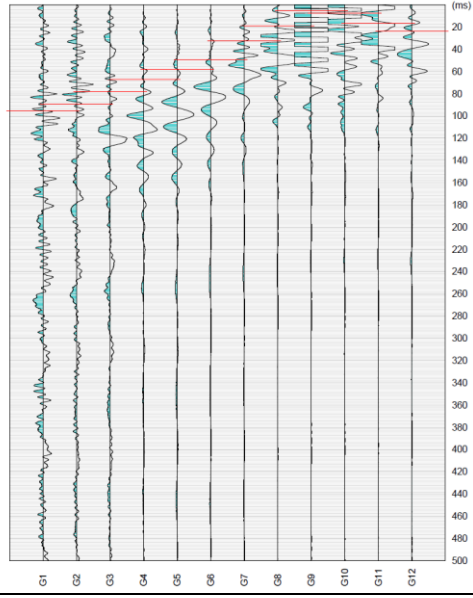
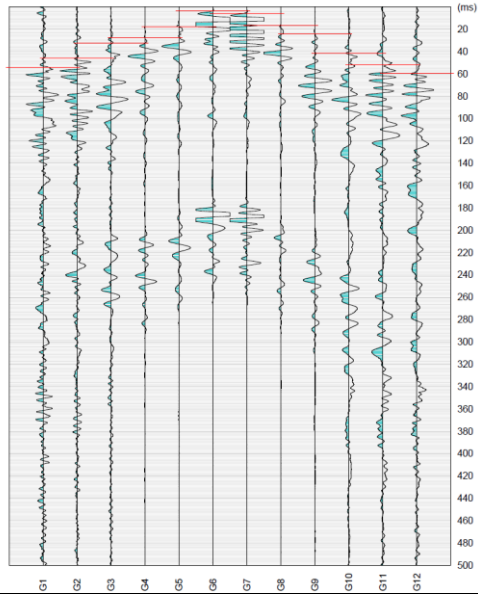
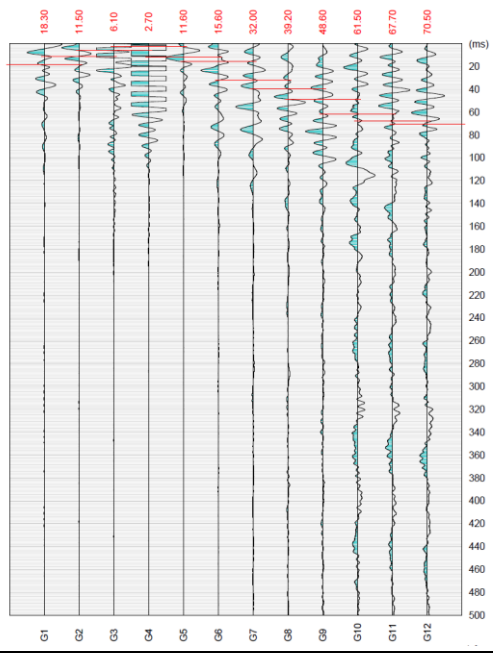
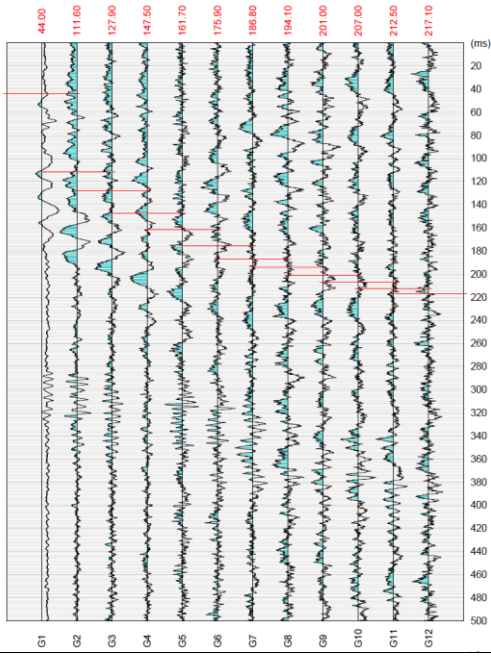


## SEZIONE VERTICALE



 253.4 m/s     359.9 m/s     855.7 m/s





## APPENDICE C

VERIFICHE STABILITÀ VERSANTE

# Relazione di calcolo

## Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

## Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

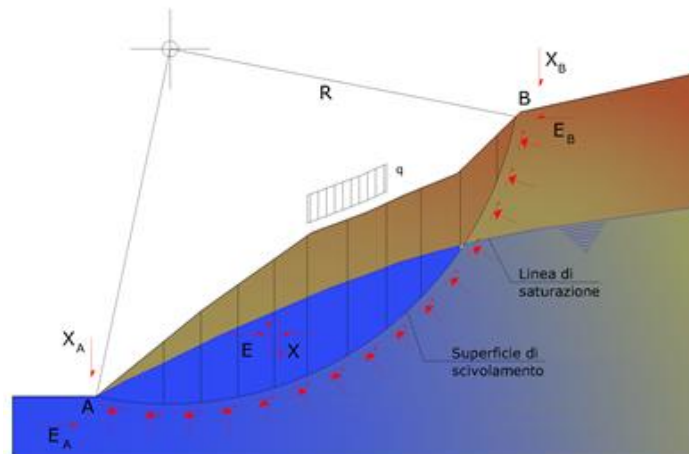
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

## Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



### Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei concii;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;
- equazioni relative al criterio di rottura  $n$ .

Totale numero di equazioni  $4n$ .

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quanto si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$ ;
- $n$  valori delle forze da taglio  $T_i$ ;
- 1 fattore di sicurezza.

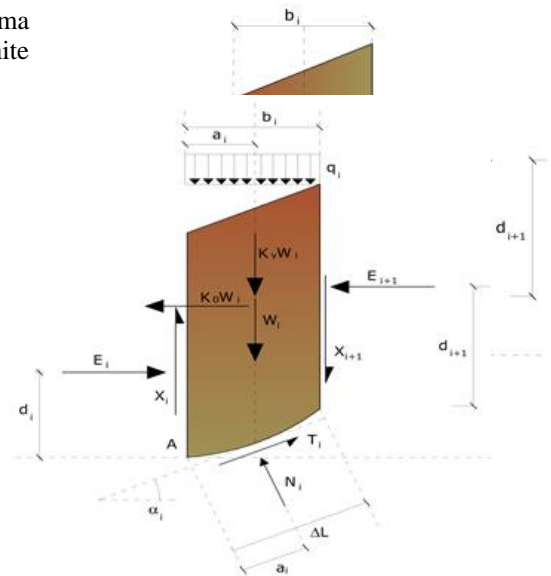
Incognite  $(2n+1)$ .

Le equazioni a disposizione sono:

- $n$  equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- $n$  equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.



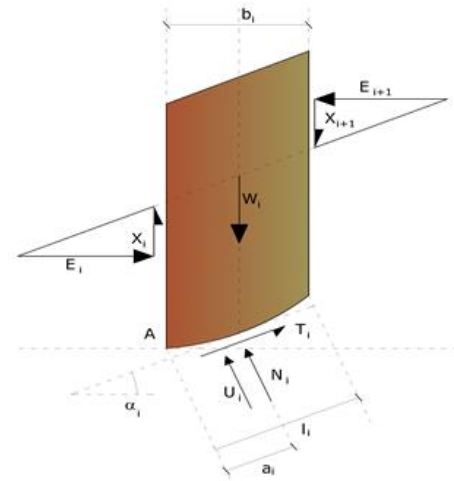
### Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

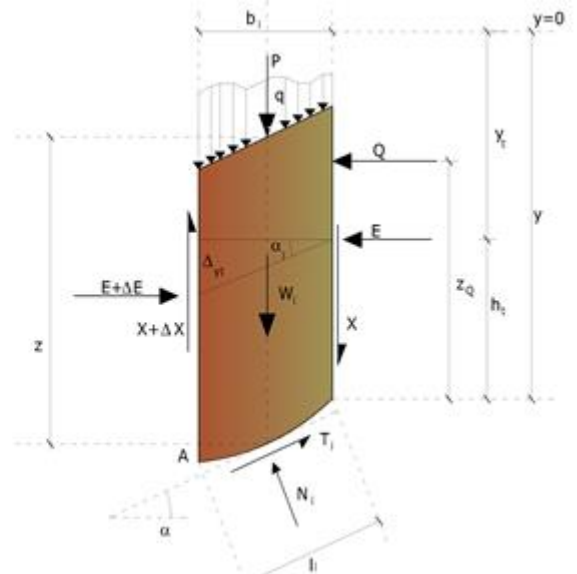
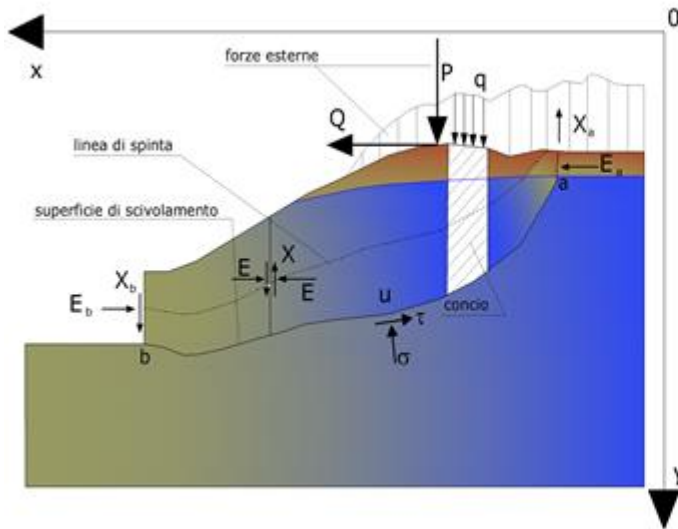


### Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$



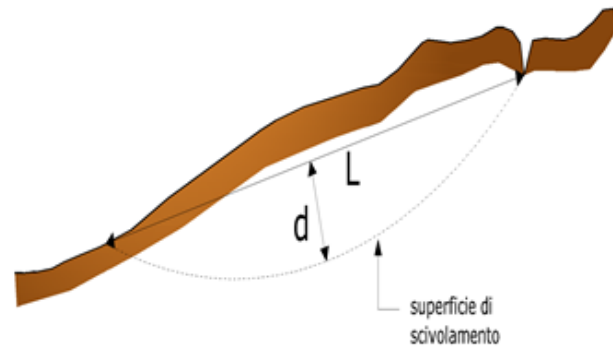
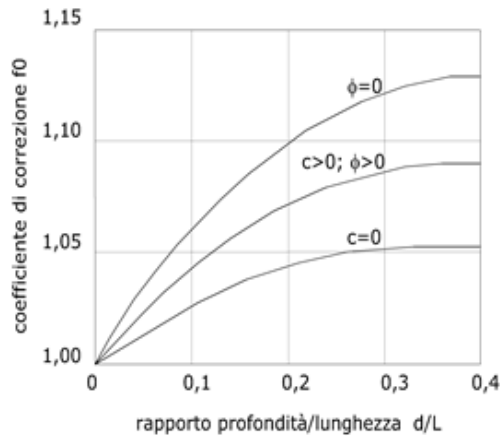
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo  $\Delta X_i = 0$  si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$



dove  $f_0$  è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



### Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno,  $W$ , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali  $K_x W$  e  $K_z W$ , le forze orizzontali e verticali  $X$  e  $Z$  applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio  $\sigma$  e  $\tau$  agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori  $u$  che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' $i$ -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

$F$  = il fattore di sicurezza;

$c_i$  = la coesione efficace (o totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

$\Phi_i$  = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

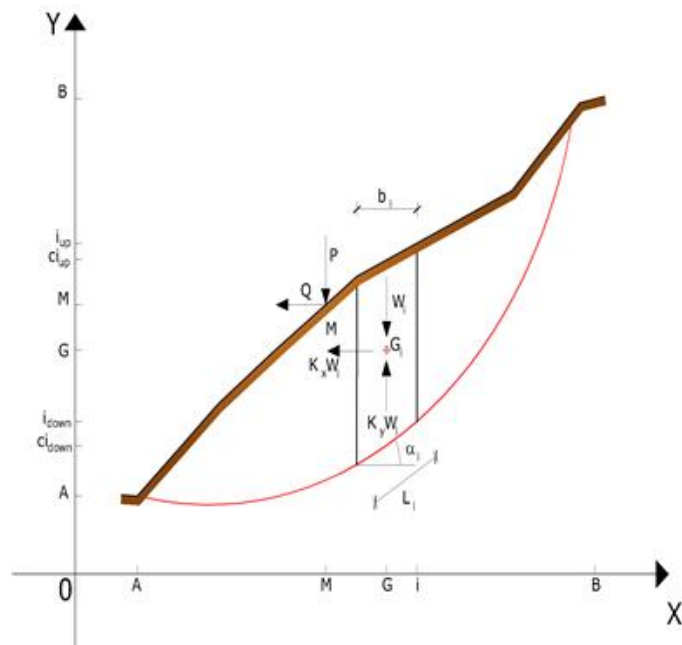
$L_i$  = la lunghezza della base dell' $i$ -esimo concio;

$u_{ci}$  = la pressione dei pori al centro della base dell' $i$ -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[ C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$



in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left( \frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove  $x_0$  ed  $x_n$  sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre  $x_{ci}$  rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno  $K_z$  g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore  $(1 - K_z)$ .

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di  $N_i$  e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario  $C_3$ . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

### Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica  $K_c$ ) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale  $N_i$  agisca nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

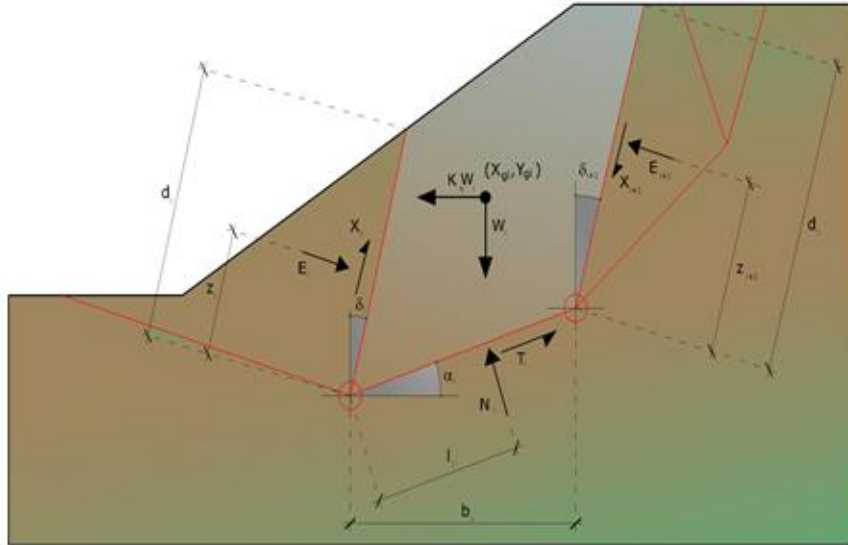
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove  $E_i$  e  $X_i$  rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



*Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma*

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$\begin{array}{ll} K=K_c & \text{Accelerazione critica se } F=1 \\ F=F_s & \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0 \end{array}$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne  $X_i$  ed  $E_i$  tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze  $X_i$ :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove  $Q_i$  è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla  $i$ -esima faccia del concio  $i$ , e  $\lambda$  rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di  $K_c$ ,  $\lambda$  e  $F$ , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

### Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo  $\theta$ ;
2. tutti i momenti sono nulli  $M_i = 0$  con  $i=1, \dots, n$ .

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione  $f(x) = 1$ . Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

$R$  = raggio dell'arco di cerchio;

$\theta$  = angolo d'inclinazione della forza  $Q_i$  rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze  $Q_i$  parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo ( $F_{sm}$ ) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo ( $F_{sf}$ ) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo  $\theta$ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

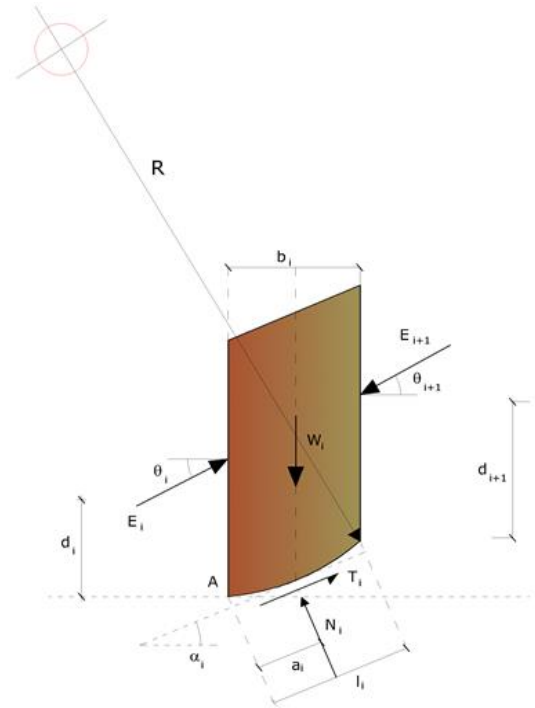
### Metodo di Morgenstern e Price (1965)

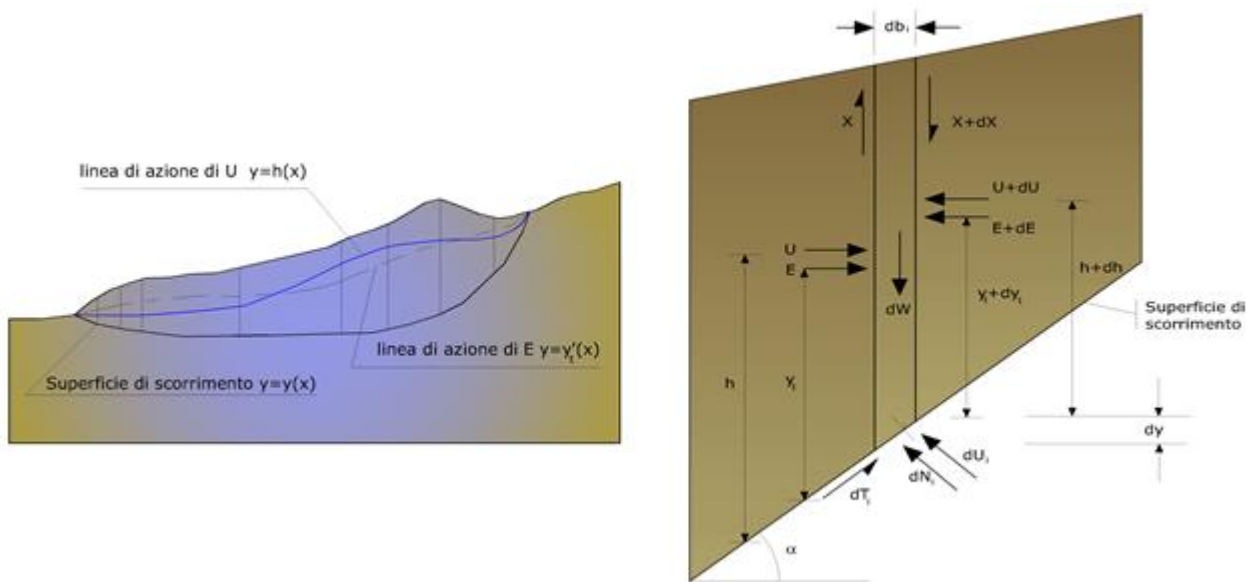
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala e  $f(x)$ , funzione della posizione di  $E$  e di  $X$ , definisce una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. La funzione  $f(x)$  è scelta arbitrariamente (costante, senoide, semisenoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite  $E$ ,  $X$ , il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , il peso della striscia infinitesima  $dW$  e la risultante delle pressioni neutra alla base  $dU$ .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \\ = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$





Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

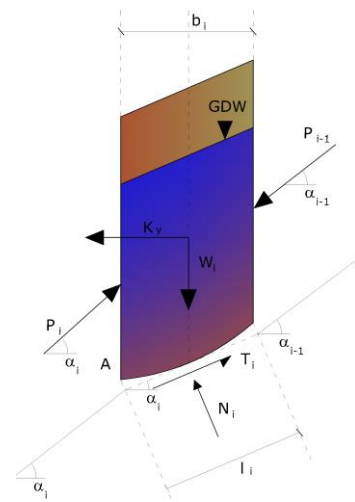
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

### Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a (8n-4), ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
- Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia ( $\alpha_i$ ), riducendo il numero di incognite da (n-1) a (4n-1);
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a (3n-1);





Il numero totale di incognite quindi è ridotto a  $(3n)$ , da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità  $R$ , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore  $R$  dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore  $R_p$  che tiene conto dell'effetto arco.

### Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **$F_H$**  e  **$F_V$**  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **$W$**  peso concio;
- **$K_x$**  coefficiente sismico orizzontale;
- **$K_y$**  coefficiente sismico verticale.

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da  $m$  righe e  $n$  colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

### Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

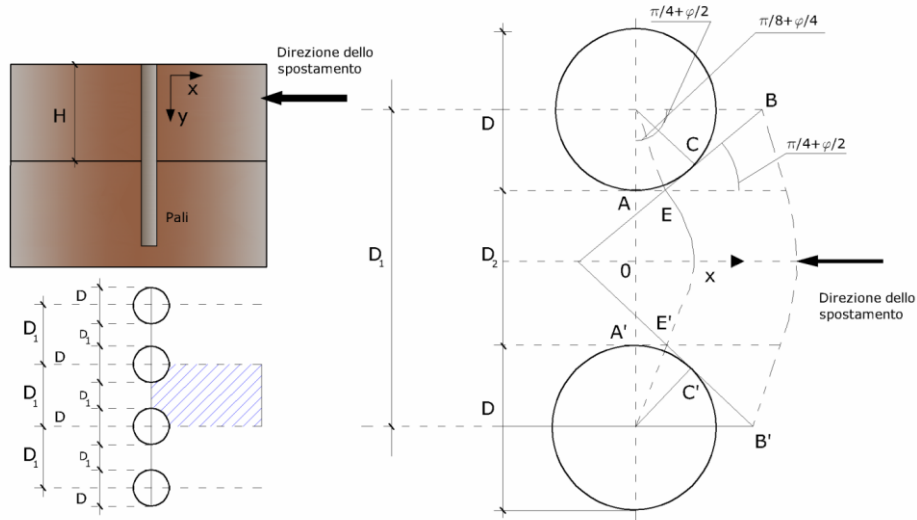
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

### Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima

consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli  $+(45 + \varphi/2)$  e  $-(45 + \varphi/2)$ ;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[ \frac{1}{(N_\varphi \tan \varphi)} \left( e^{K_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[ D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[ D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

**C** = coesione terreno;

**$\varphi$**  = angolo di attrito terreno;

**$\gamma$**  = peso specifico terreno;

**D<sub>1</sub>** = interasse tra i pali;

**D<sub>2</sub>** = spazio libero fra due pali consecutivi;

**N <sub>$\varphi$</sub>**  =  $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[ 2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[ (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere  $c = 0$ , l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[ D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con  $\phi = 0$  e  $c \neq 0$ , si ha:

$$P(z) = C \left[ D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[ D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico  $P$ , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali ( $D_2/D_1$ ), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ( $D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$  e  $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$  valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

### Metodo del carico limite di Broms

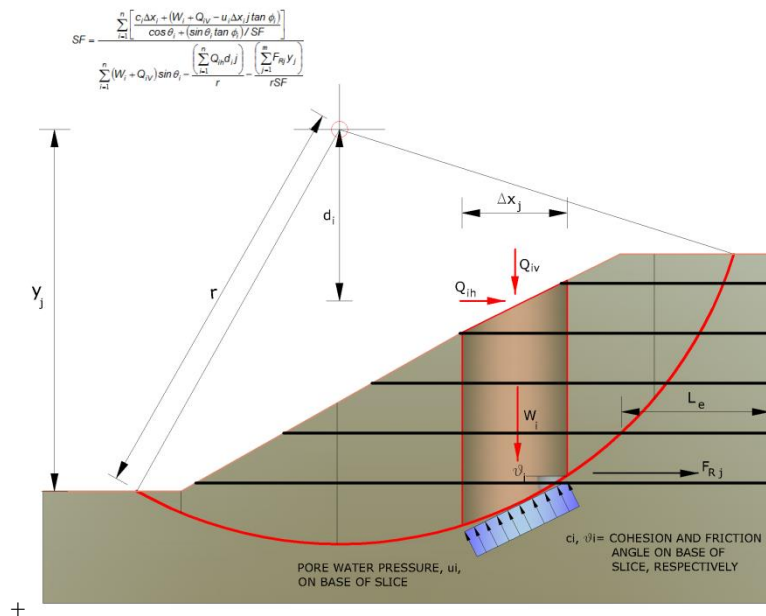
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

### Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo,  $T_{Allow}$ , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

$\delta$  Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$  Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza  $L_e$  all'interno della parte stabile del terreno;

$L_e$  Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

$f_b$  Coefficiente di *Pullout*;

$\sigma'_v$  Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra  $T_{Allow}$  e  $T_{Pullout}$ , la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della  $T'$ .

### Ancoraggi

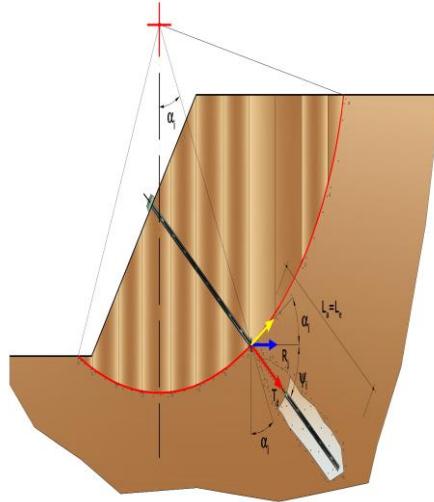
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

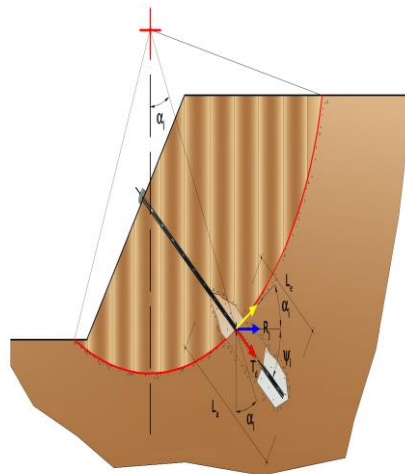
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



*Bulbo completamente ancorato*



*Bulbo parzialmente ancorato*

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i *chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$



Con  $R_j$  si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left( \frac{1}{i} \right) \cdot \left( \frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

$T_d$  tiro esercizio;

$\Psi_i$  inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

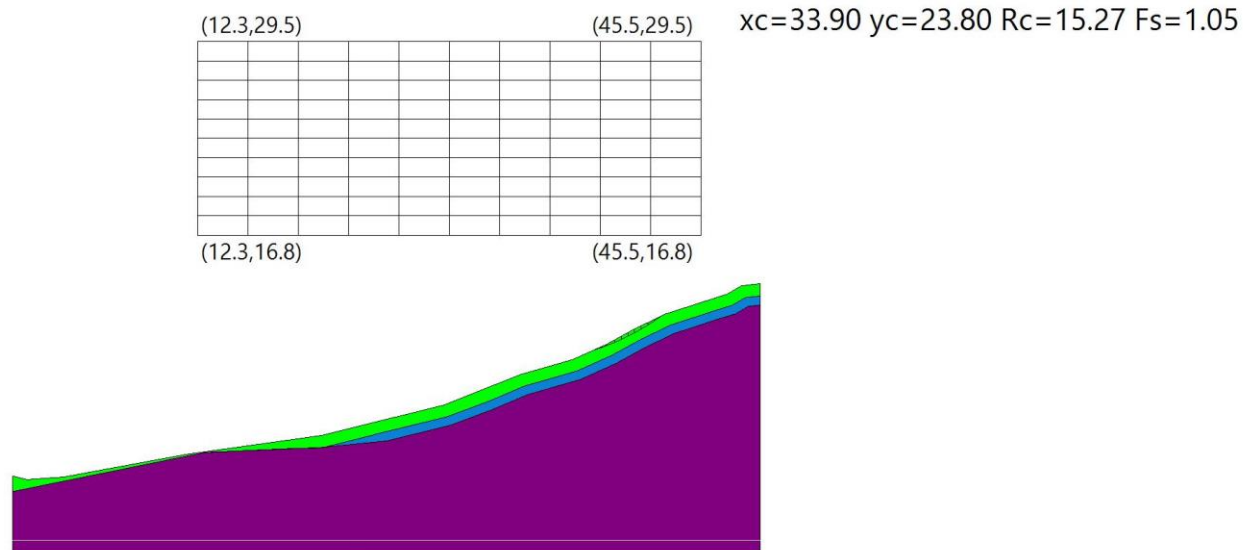
$i$  interasse;

$L_e$  lunghezza efficace;

$L_a$  lunghezza d'ancoraggio.

I due indici ( $i, j$ ) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' $i$ -esimo concio e il  $j$ -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' $i$ -esimo concio.

### Stato attuale



### Analisi di stabilità dei pendii con : FELLENIUS (1936)

Lat./Long.	43.861615/11.56557 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.15
Coefficiente parziale resistenza	1.0

Analisi  
Superficie di forma circolare

Condizione drenata

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	12.33 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	16.79 m
Ascissa vertice destro superiore xs	45.51 m
Ordinata vertice destro superiore ys	29.54 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.598	2.469	0.261
S.L.D.	50.0	0.765	2.428	0.269
S.L.V.	475.0	1.893	2.39	0.288
S.L.C.	975.0	2.412	2.383	0.302

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.0764	0.2	0.022	0.011
S.L.D.	1.377	0.2	0.0281	0.014
S.L.V.	3.2329	0.24	0.0791	0.0396
S.L.C.	3.9025	0.28	0.1114	0.0557

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.079
Coefficiente azione sismica verticale	0.04

## Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.13	0.92
2	1.08	0.68
3	3.52	0.86
4	11.59	2.35
5	20.52	3.59
6	28.55	5.59
7	33.59	7.59
8	37.07	8.59
9	39.29	9.59
10	41.1	10.59
11	43.17	11.59
12	47.24	12.9
13	48.17	13.45
14	49.41	13.59

## Vertici strato .....1

N	X (m)	y (m)
1	0.13	-0.1
2	12.85	2.48
3	20.67	2.81
4	24.65	3.82
5	28.79	4.83
6	31.53	5.85
7	33.86	6.84
8	37.34	7.84
9	39.65	8.88
10	41.47	9.88
11	43.47	10.85
12	46.46	11.83
13	47.56	12.16
14	48.43	12.67
15	49.41	12.79

## Vertici strato .....2

N	X (m)	y (m)
1	0.13	-0.1
2	12.65	2.44
3	12.65	2.44
4	12.85	2.47
5	18.68	2.74
6	19.84	2.74
7	20.97	2.85
8	24.8	3.24

9	28.97	4.25
10	31.75	5.29
11	34.06	6.27
12	37.55	7.28
13	39.91	8.34
14	41.75	9.35
15	43.7	10.29
16	46.64	11.26
17	47.8	11.61
18	48.62	12.09
19	49.41	12.18

#### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

#### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1			32	1800.00	2100.00		
2			38	2000			
3			42	2200			

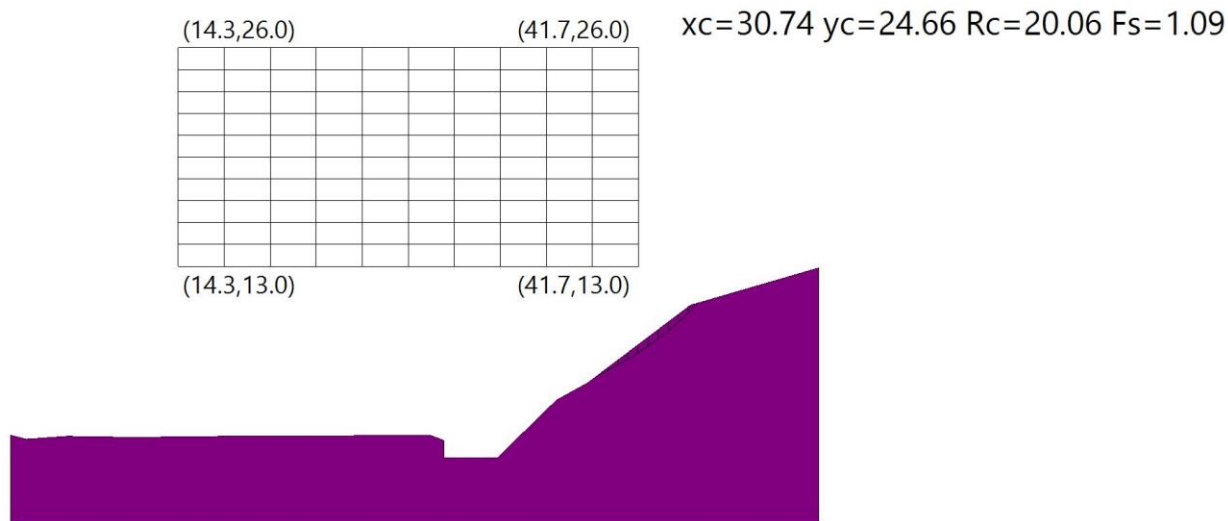
#### Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1.05
Ascissa centro superficie	33.9 m
Ordinata centro superficie	23.8 m
Raggio superficie	15.27 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di

$$x_c = 33.897 \quad y_c = 23.803 \quad R_c = 15.27 \quad F_s = 1.052$$

### *Stato di cantiere*





## Analisi di stabilità dei pendii con : FELLENIUS (1936)

Lat./Long.	43.861615/11.56557 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

## Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	14.33 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	12.98 m
Ascissa vertice destro superiore xs	41.69 m
Ordinata vertice destro superiore ys	25.96 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.598	2.469	0.261
S.L.D.	50.0	0.765	2.428	0.269
S.L.V.	475.0	1.893	2.39	0.288
S.L.C.	975.0	2.412	2.383	0.302

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
----------------------	-----------------------------	-------------	-----------	-------------

S.L.O.	1.0764	0.2	0.022	0.011
S.L.D.	1.377	0.2	0.0281	0.014
S.L.V.	3.2329	0.24	0.0791	0.0396
S.L.C.	3.9025	0.28	0.1114	0.0557

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0791

Coefficiente azione sismica verticale 0.0396

#### Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	4.36	2.94
2	5.3	2.71
3	7.74	2.88
4	12.36	2.8
5	14.15	2.86
6	29.31	2.94
7	30.12	2.63
8	30.12	1.62
9	33.32	1.62
10	36.8	5.02
11	38.66	6.05
12	44.76	10.66
13	52.39	12.88

#### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25

Coesione efficace 1.25

Coesione non drenata 1.4

Riduzione parametri geotecnici terreno No

#### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturato (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1			42	2200	2200		

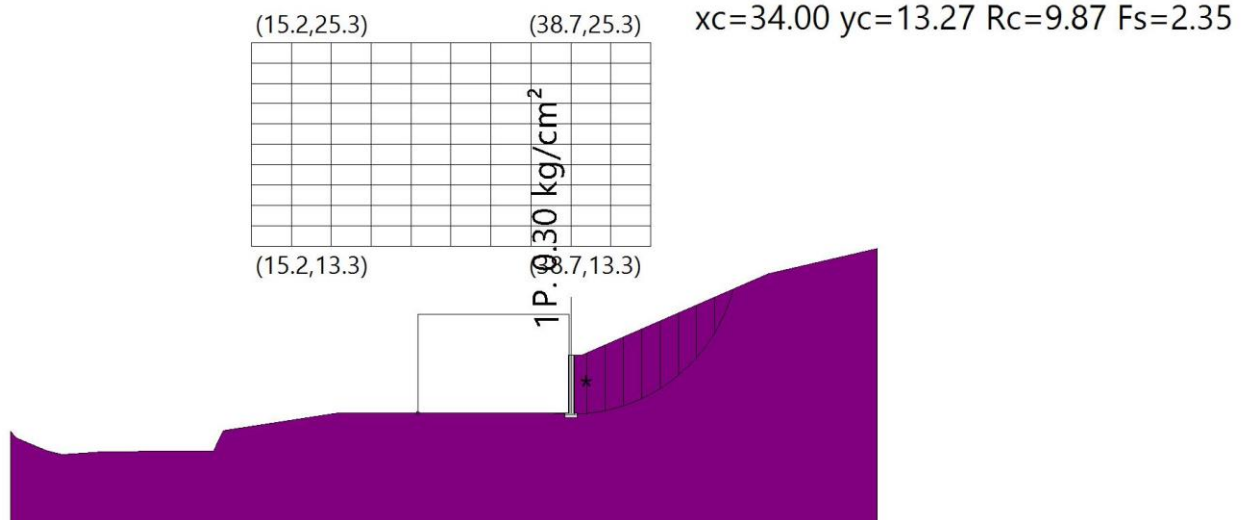
*Risultati analisi pendio*

Fs minimo individuato	1.09
Ascissa centro superficie	30.74 m
Ordinata centro superficie	24.66 m
Raggio superficie	20.06 m

$$x_c = 30.744 \quad y_c = 24.663 \quad R_c = 20.059 \quad F_s = 1.091$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0.6	26.1	0.7	109.04	8.62	4.32	0.0	42.0	0.0	98.0	55.7
2	0.6	28.0	0.7	302.6	23.94	11.98	0.0	42.0	0.0	266.6	163.2
3	0.6	29.9	0.7	462.06	36.55	18.3	0.0	42.0	0.0	398.0	262.3
4	0.6	31.9	0.7	585.4	46.3	23.18	0.0	42.0	0.0	492.0	349.0
5	0.6	34.0	0.7	670.29	53.02	26.54	0.0	42.0	0.0	548.3	418.5
6	0.6	36.1	0.7	713.97	56.48	28.27	0.0	42.0	0.0	566.8	465.9
7	0.6	38.2	0.8	713.17	56.41	28.24	0.0	42.0	0.0	547.7	485.4
8	0.6	40.4	0.8	663.92	52.52	26.29	0.0	42.0	0.0	491.5	470.4
9	0.6	42.7	0.8	561.4	44.41	22.23	0.0	42.0	0.0	398.8	413.3
10	0.6	45.1	0.8	288.48	22.82	11.42	0.0	42.0	0.0	195.6	220.4

## Stato finale



### Analisi di stabilità dei pendii con : FELLENIUS (1936)

Lat./Long.	43.315497/11.690798 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

## Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore $x_i$	15.2 m
Ordinata vertice sinistro inferiore $y_i$	13.27 m
Ascissa vertice destro superiore $x_s$	38.7 m
Ordinata vertice destro superiore $y_s$	25.25 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe II  
 Vita nominale: 50.0 [anni]  
 Vita di riferimento: 50.0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.471	2.552	0.254
S.L.D.	50.0	0.569	2.585	0.266
S.L.V.	475.0	1.393	2.449	0.281
S.L.C.	975.0	1.765	2.45	0.284

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.8478	0.2	0.0173	0.0086
S.L.D.	1.0242	0.2	0.0209	0.0104
S.L.V.	2.4928	0.24	0.061	0.0305
S.L.C.	3.0402	0.24	0.0744	0.0372

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.061  
 Coefficiente azione sismica verticale 0.0305

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	1.03	2.41
2	1.38	2.01
3	3.15	1.26
4	4.09	1.03
5	6.54	1.2
6	12.97	1.23
7	13.56	2.44
8	20.36	3.48
9	34.16	3.48
10	34.16	6.88
11	34.65	6.88
12	45.59	11.65
13	52.02	13.14

### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0.20		42	2200	2100.00		

### Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m <sup>3</sup> )
1	34.16	3.48	0.2	0.2	3.4	0.3	0.3	0

### Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm <sup>2</sup> )
1	25	3.47	33.9	3.47	0.3

### Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	2.35
Ascissa centro superficie	34.0 m
Ordinata centro superficie	13.27 m
Raggio superficie	9.87 m

$$x_c = 34.002 \quad y_c = 13.271 \quad R_c = 9.865 \quad F_s = 2.349$$

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
-----	---	------	----	----	-------	-------	---	----	----	-----	----



	m	(°)	m	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(°)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
-											
1	1.41	-2.9	1.4	191.74	11.7	5.85	0.2	42.0	0.0	197.9	1.9
2	0.74	3.3	0.755	91.92	341.11	170.55	0.2	42.0	0.057	32.9	665.6
3	1.07	8.6	1.188	09.71	537.39	268.7	0.2	42.0	0.088	95.0	1853.2
4	1.07	15.0	1.193	86.35	572.57	286.28	0.2	42.0	0.091	93.7	2985.9
5	1.07	21.6	1.296	54.38	588.92	294.46	0.2	42.0	0.090	32.3	4103.8
6	1.07	28.5	1.295	75.91	584.13	292.07	0.2	42.0	0.083	90.8	5086.7
7	1.07	35.9	1.390	85.83	554.24	277.12	0.2	42.0	0.072	55.0	5781.8
8	1.07	44.2	1.580	66.99	492.09	246.04	0.2	42.0	0.056	21.4	5972.6
9	1.07	53.8	1.862	78.49	382.99	191.49	0.2	42.0	0.035	11.9	5292.8
10	1.07	67.2	2.830	43.56	185.66	92.83	0.2	42.0	0.010	46.1	2877.1