



**Comune di  
Castagnole  
Monferrato**

**PROVINCIA DI ASTI**

# REALIZZAZIONE DI IMPIANTO SPORTIVO MOTORISTICO FUORISTRADA

## PERMESSO DI COSTRUIRE

**RELAZIONE GEOLOGICA (art. 6.2.1 N.T.C. 2018  
Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica  
(art. 6.2.2 N.T.C. 2018) - L.R. 45/89**

10 Marzo 2021

### PROPONENTE

MONFERRATO S.r.l. di GRASSO Gaja

### RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Sportello Unico di Area Vasta (S.U.A.V.) Provincia di Asti  
Ing. BRIGNOLO Franco

### TEAM DI LAVORO

#### **RILIEVO TOPOGRAFICO**

Studio Tecnico Geom. TORCHIO Paolo

#### **PROGETTAZIONE CROSSODROMO**

Studio Tecnico Geom. BORGO Diego  
(Geom. BORGO Diego, Arch. CHICARELLA Aldo,  
Geom. CELERINO Marco)

#### **STUDI AGRONOMICI E PAESAGGISTICI**

Studio Sintesi - Ingegneria e Paesaggio  
(Dott. Agr. ASSONE Stefano, Dott. For. PIANI Sara,  
Dott. in Scienze Forestali PETRILLO Marta)

#### **STUDI FORESTALI**

Dott. For. PONCINO Daniele  
(Dott. For. GROSSI Daniele)

#### **ANALISI FAUNISTICHE**

Dott. Nat. DI GIÀ Ivan

#### **STUDI GEOLOGICI**

Studio Geo Contest (Dott. Geol. CASTELLARO Massimo)

#### **TERRE E ROCCE DA SCAVO**

Ing. GENNARO Sandro

#### **STUDI ACUSTICI**

ENVIA (Dott. ROLETTI Stefano)

#### **STUDI SUL TRAFFICO**

Ing. STROPPIANA Paolo Secondo

#### **ANALISI SULLA SALUTE UMANA**

Simularia S.r.l. (Dott.ssa PRANDI Rossella)

#### **PIANIFICAZIONE URBANISTICA**

Studio Associato Architetti Paglia  
(Arch. PAGLIA Gian Carlo, Arch. Pian. MACHETTO Samantha)

### ESTENSORE DELL'ELABORATO

Dott. Geol. Massimo Castellaro  
Via E. Giovanelli, 28 - 14100 Asti (AT)  
Tel.: 0141 351106 - Cell.: 393 9558998  
E-mail: [studio.castellaro@libero.it](mailto:studio.castellaro@libero.it)  
P.E.C.: [castellaro.geologo@epap.sicurezzapostale.it](mailto:castellaro.geologo@epap.sicurezzapostale.it)

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI ASTI



**COMUNE DI CASTAGNOLE MONFERRATO**

Proponente:

**MONFERRATO S.R.L. di Grasso Gaja**

Asti, Fraz. Revignano n. 158/B

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO  
SPORTIVO - MOTORISTICO FUORISTRADA**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

"CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO" AI SENSI  
DELL'ART. 6.2.1. DEL D.M. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

**INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E  
MODELLAZIONE GEOTECNICA**

AI SENSI DELL'ART. 6.2.2. DEL D.M. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"  
D.M. 11/03/88 N. 47 E S.M.I.; L.R. 45/89

Asti, 9 aprile 2018

Il Tecnico incaricato



**Dott. Geol. Massimo Castellaro**

Iscrizione Albo dei Geologi Professionisti del Piemonte Sez. A n. 573

Via E. Giovanelli, 28 – 14100 ASTI

Tel. e fax: 0141 351106 – Cell. 393 9558998

email: massimo.castellaro@geologipiemonte.it

## 1. PREMESSA E LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

---

Su incarico della Committenza, viene redatta la presente relazione a corredo degli atti riguardanti il *"Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico in Castagnole Monferrato, frazione Valenzani."*

Verranno delineate, per tanto, le principali caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito sul quale si prevede il nuovo intervento. Brevemente, l'area in oggetto sarà suddivisa in:

- area e tracciato 1° categoria (fondo in terra);
- area e tracciato 2° categoria (fondo in terra);
- area destinata a servizio direzione gara (fondo in ghiaia);
- area destinata a parco attrezzato con tavoli/sedie/area relax (fondo inerbito);
- area destinata a paddock, parcheggio attrezzato caravan, e spazi pertinenziali alle piste (fondo mantenuto a prato);
- area di pertinenza del locale bar (fondo in ghiaia);
- area mantenuta a prato da utilizzare a parcheggio per eventi;
- area per esibizioni freestyle (fondo a prato);
- strada privata in progetto per accesso all'impianto sportivo;
- strada interna all'impianto in progetto per accesso ai paddock;

Unitamente all'utilizzazione del suolo per gli scopi sopracitati, saranno realizzati fabbricati - attrezzature, nonché opere accessorie quali:

- struttura prefabbricata A (sala stampa - sala giuria - sala cronometristi - infermeria);
- struttura prefabbricata B (blocco servizi uomini/donne con spogliatoio e docce uomini);
- struttura prefabbricata C (blocco servizi uomini/donne con spogliatoio e docce donne);
- struttura prefabbricata D (bar e relativi accessori con ufficio direzione);
- struttura prefabbricata E (box ingresso con biglietteria);

- zona lavaggio moto con pavimento in battuto in c.l.s. e relativa vasca interrata per impianto recupero acque/disoleatore/colonnette acque/elettricità per 30 motocicli;
- n°2 pozzi a servizio dell'impianto di irrigazione per le piste di 1° e 2° categoria e irrigazione aree verdi; per i dettagli si rimanda agli elaborati prodotti a corredo della domanda di concessione già inoltrata agli Enti competenti;
- recinzione impianto sportivo con rete metallica e recinzione aree tracciati con steccati in legno.

Per quanto concerne gli aspetti di tipo geologico – geotecnici, la presente relazione viene redatta ai sensi dei:

- **D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” - articolo 6.2.1 “Relazione Geologica” relativa alla Caratterizzazione e modellazione geologica del sito” e articolo 6.2.2 “Relazione Geotecnica” interpretativa ed esplicativa dell'indagine geognostica realizzata e di verifica stabilità versanti;**
- **D.M. LL. PP. 11/03/1988 n. 47** recante “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e relative Istruzioni applicative con Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483;
- **Piano Regolatore Generale** – Aggiornato alla Variante Strutturale di adeguamento alla Circolare P.G.R. 8 maggio 1996 n°7 LAP ed al Piano per l'Assetto Idrogeologico;
- **O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003** e succ. modifiche del 2005, contenente “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per la costruzione in zona sismica”;



- **Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale** approvato dal Consiglio Regionale con D.C.R. n. 384-28589 del 05/10/2004;
- **D.Lgs. 81/2008 agg. D.Lgs. 106/2009** – Tutela della salute e sicurezza nei luoghi di lavoro.
- **L.R. n. 45 del 09/08/1989** – Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici.

Lo studio di seguito riportato consiste in un prima parte di inquadramenti geologico – geomorfologici dell'area vasta, seguita da una caratterizzazione idrogeologica ed in una parte di aspetti geotecnici, in cui sono esposti i risultati di indagini geognostiche svolte *in situ* e relative verifiche di stabilità dei versanti interessati dai tracciati delle piste.

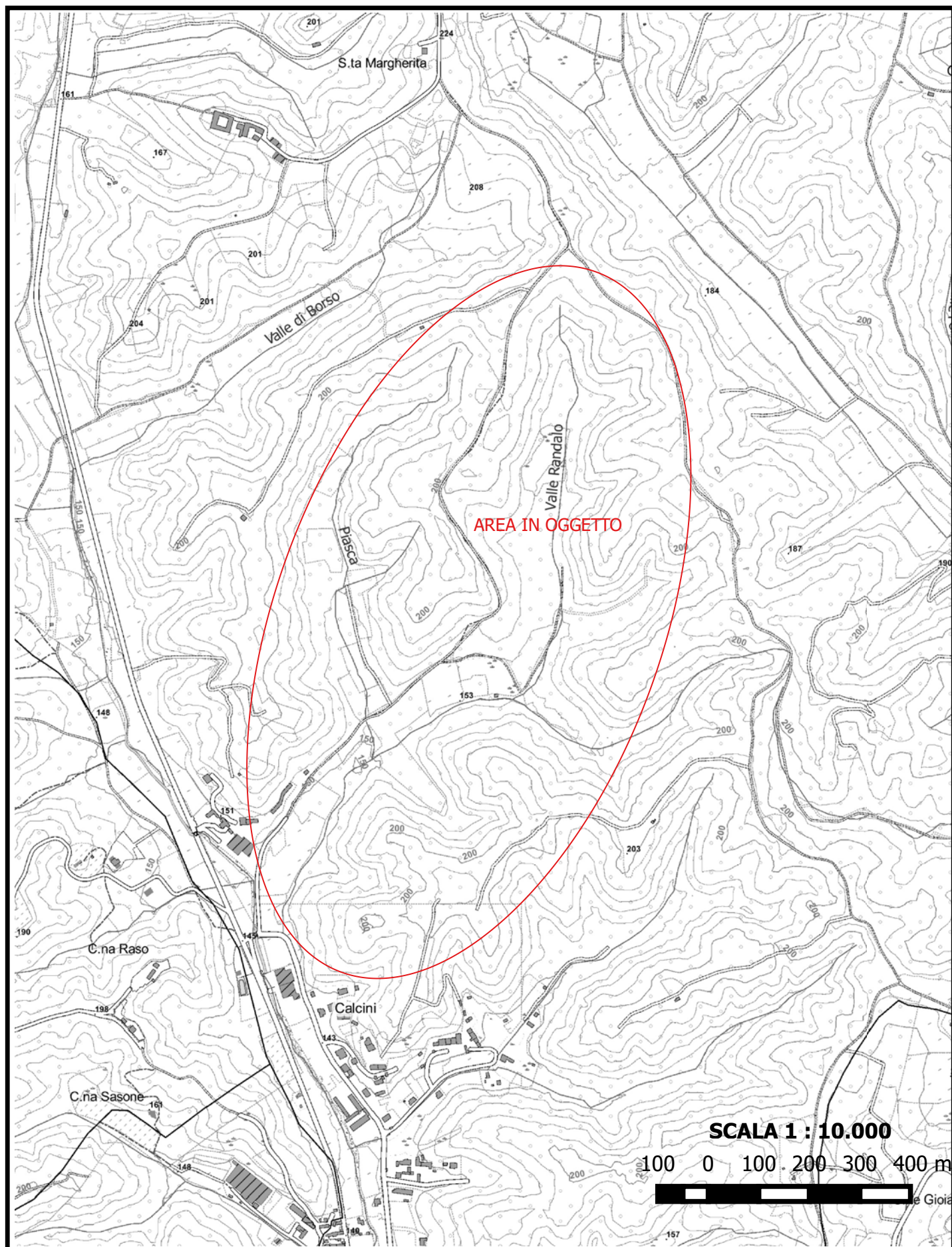
La presente relazione, per tanto, costituisce documentazione a corredo sia della variante al P.R.G., sia a corredo della richiesta di autorizzazione ai sensi della L.R. 45/89.

Per quanto non contemplato in questo elaborato, si fa esplicito rimando agli atti prodotti dal "team di lavoro" di cui in intestazione.

Il sito d'indagine è localizzato nella porzione meridionale del Comune di Castagnole Monferrato (frazione Valenzani), ad una quota compresa tra circa 160 e 220 m s.l.m.

Per gli inquadramenti catastali, di P.R.G., di Carta Tecnica Regionale e satellitare, si rimanda alle **Tav. 1.1** e **Tav. 1.2**, mentre a seguire viene riportato uno stralcio della recente BDTRE Piemonte (**Fig. 1**).

**Fig. 1 - Corografia su base BDTRE Piemonte**



Il presente studio si è basato in particolare:

- sui dati rilevati durante vari sopralluoghi eseguiti sull'area d'intervento e su un suo intorno significativo;
- sulla consultazione di cartografie geologiche e geomorfologiche specifiche riguardanti l'area in esame, nonché sugli elaborati geologici allegati al P.R.G.C. in scala 1:10.000;
- su pubblicazioni scientifiche e dati bibliografici;
- su un'indagine geognostica *in situ* consistita in **n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche (S.C.P.T.)**.

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

---

### 2.1. Assetto geologico

Dal punto di vista geo-litologico locale, anche sulla base delle indicazioni riportate sul Foglio 69 "ASTI" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (seconda edizione, 1970), il lotto in esame ricade entro l'area di affioramento dei depositi pliocenici marini corrispondenti alle "Sabbie di Asti"; sono siglate "Ps" sulla C.G.I (vedi stralcio di Fig. 2).

Il territorio comunale di Castagnole Monferrato si estende per circa il 70%, su un'area collinare costituita sedimenti marini limoso-sabbiosi e sabbioso-argillosi; la restante porzione comunale è rappresentata dai fondovalle giacenti su sedimenti quaternari alluvionali legati al reticolo idrografico locale, ovvero modesti affluenti in sinistra idrografica al Fiume Tanaro.

L'assetto geologico generale, ricostruito anche dalle numerose indagini svolte nel sottosuolo, è da ricondursi principalmente al Bacino Terziario Ligure-Piemontese; in particolare ci si viene a trovare al centro di una vasta depressione sinclinaloide con direzione assiale circa E-W.

**Il Bacino terziario Ligure Piemontese** strutturalmente si può considerare composto da tre grandi Unità:

- **l'Unità del Basso Monferrato** posta a Nord, costituita da terreni e rocce prevalentemente sedimentari, che formano i rilievi collinari che si estendono da Torino a Casale-Voghera (Collina Torino-Casale);
- **l'Unità della Sinclinale (o Bacino) di Asti**, posta al centro, costituita da una successione di terreni sedimentari marnosi e arenacei nelle formazioni più profonde; argillosi e sabbiosi nelle formazioni più superficiali (Argille Azzurre del Lugagnano e Sabbie di Asti e Villafranchiano);
- **l'Unità delle Langhe**, posta a Sud quindi al margine del Bacino Terziario stesso, costituita da successioni di alternanze di formazioni di materiali sedimentari marnosi e arenaceo-sabbiosi.



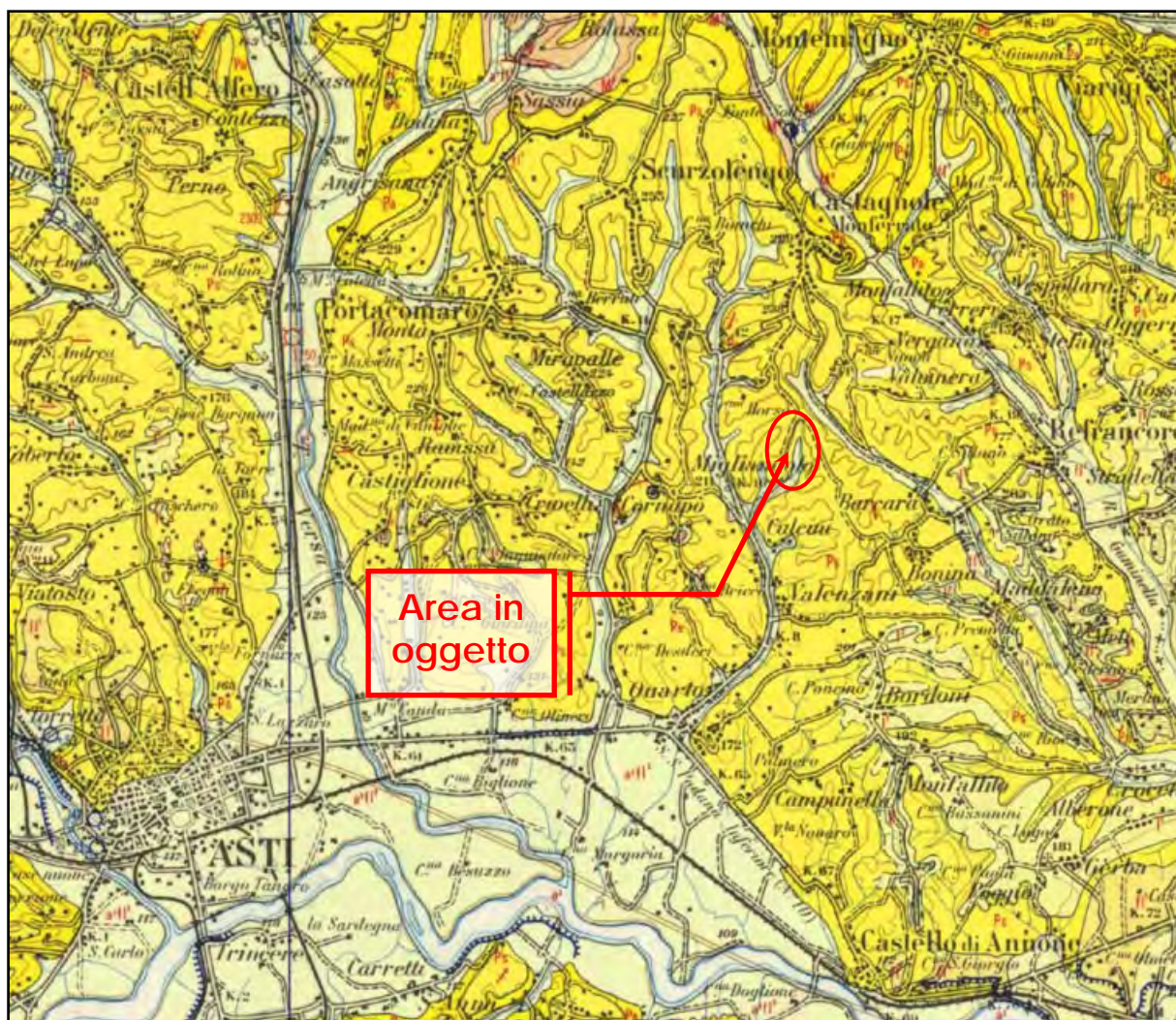
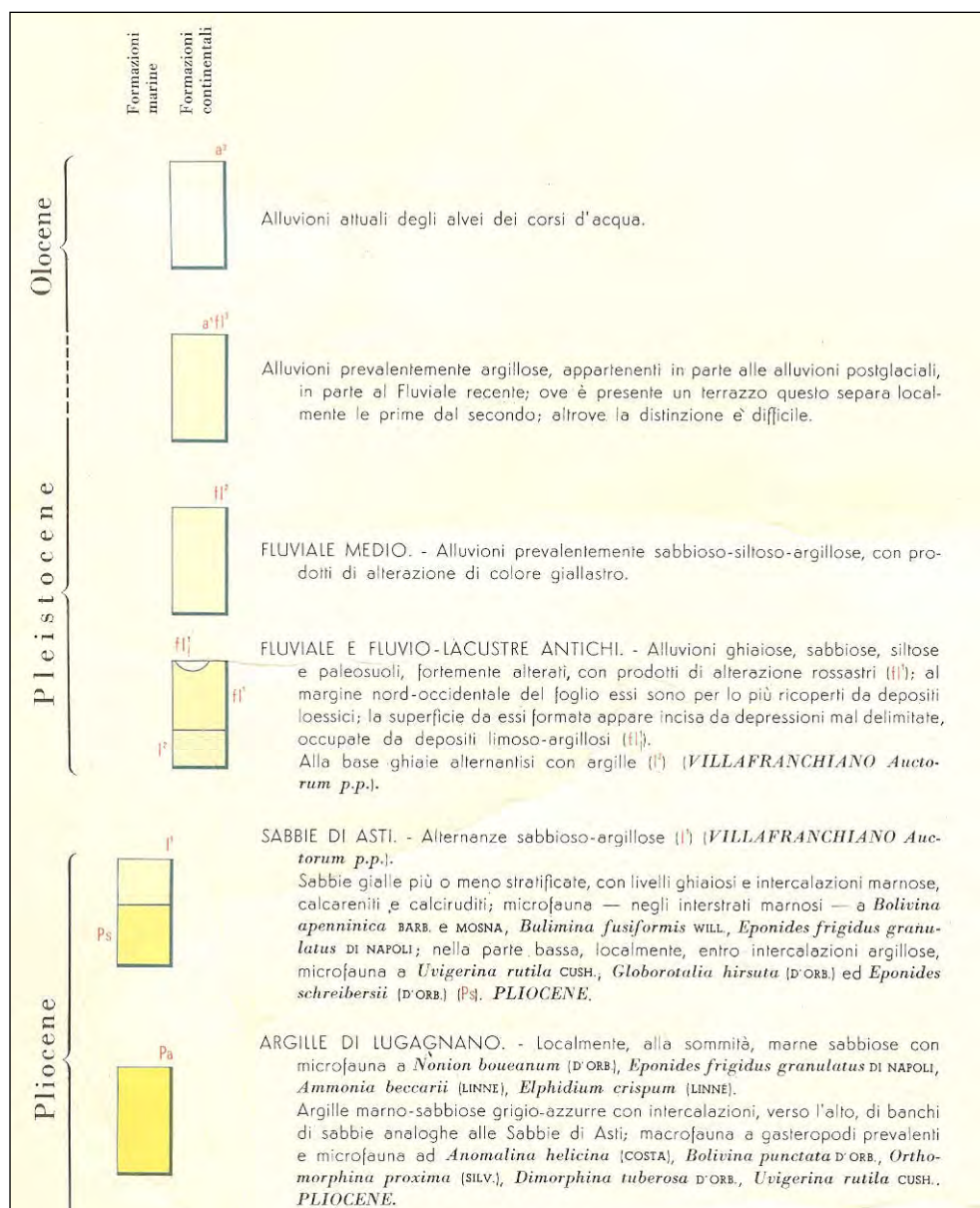


Fig. 2 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 69 "Asti"





Dal punto di vista geologico locale, l'area in questione è caratterizzata da terreni sedimentari appartenenti a formazioni di età pliocenica che costituiscono il fianco settentrionale di una sinclinale con asse circa E-W e giaciture immergenti verso S-SE con inclinazioni di 10° - 15°.

Secondo quanto riportato dalla cartografia ufficiale, il settore in studio è caratterizzato dalla presenza, in sequenza dal basso verso l'alto, dei seguenti litotipi:

- **Formazione delle Argille di Lugagnano (Pliocene medio-inferiore):**  
denominate *Pa* nella C.G.I. "ASTI", rappresentano sedimenti di mare aperto, non troppo profondo di piattaforma continentale; sono argille limoso-marnose grigio-azzurre, a volte debolmente sabbiose, compatte, con abbondanti resti fossili (in prevalenza gasteropodi); la potenza si aggira sui 70-80 m mentre la giacitura è tranquilla con inclinazione degli strati poco accentuate ed immersione verso S;
- **Formazione della Sabbie di Asti (Pliocene medio-superiore):**  
denominate *Ps* nella C.G.I. "ASTI", affiorano in continuità stratigrafica sulle *Argille di Lugagnano*; si tratta di una formazione costituita prevalentemente da "sabbie gialle più o meno stratificate con livelli ghiaiosi ed intercalazioni marnose, calcareniti e calciruditi (Pliocene)"; questa formazione rappresenterebbe un deposito marino avvenuto a profondità limitate (10 – 40 m) e controllato dalla forte energia idrodinamica del moto ondoso e delle correnti di marea;
- **Complesso Villafranchiano (Pliocene sup.-Pliocene inf.):** denominato *I'* nella C.G.I. "ASTI", rappresentato da un'Unità inferiore prevalentemente sabbioso-limosa con intercalazioni di argille varicolori di ambiente di transizione tra quello marino e quello continentale; l'Unità superiore è costituita invece da alternanze di argille e ghiaie, indici di un ambiente deposizionale continentale fluvio-palustre; recenti studi attribuiscono a tale complesso una ulteriore suddivisione in quattro Unità: quella di Ferrere, di San Martino, di Cascina Gherba e di Mareto.

**Depositi alluvionali di fondovalle (denominati *a<sup>1fl3</sup>* nella C.G.I. "ASTI")**  
costituiti da materiali prevalentemente sabbioso-siltoso-argillosi (di età pleistocenica) sovrastanti materiali a granulometria prevalentemente argillosa (Pleistocene-Olocene), ricoprono le precedenti Formazioni rappresentanti il substrato. Tale substrato ed i depositi alluvionali risultano

parzialmente mascherati da una estesa coltre di copertura di origine eluvio-colluviale, tipicamente di natura limoso-sabbiosa e/o limoso-sabbiosa; la coltre superficiale presenta spessori variabili, che possono raggiungere valori di alcuni metri nelle zone a bassa acclività e di raccordo tra versante e pianura.

### **2.1.1 Rapporti con gli strumenti urbanistici comunali (P.R.G.C.)**

Secondo quanto riporta la *“Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell’idoneità all’utilizzazione urbanistica, alla scala 1:10.000”* (redatta dalla Dott.ssa Geol. Grazia Lignana) allegata alla Variante Strutturale di Adeguamento al Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.) del P.R.G.C. (vedi stralcio di Fig. 3a), i terreni d’interesse ricadono nella classe di pericolosità geomorfologica **Classe III**: ovvero:

*“ **Classe III** suddivisa nel caso in esame in aree che presentano condizioni geomorfologiche e idrogeologiche sfavorevoli (aree di fondovalle o a bassa acclività), e aree ad elevata acclività, aree boscate con equilibrio metastabile della coltre”.*

*In generale sono porzioni di territorio nella quale gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischio, derivanti questi ultimi dalla urbanizzazione dell’area, sono tali da impedirne l’utilizzo qualora inedificate, richiedendo viceversa, la previsione di interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente.*



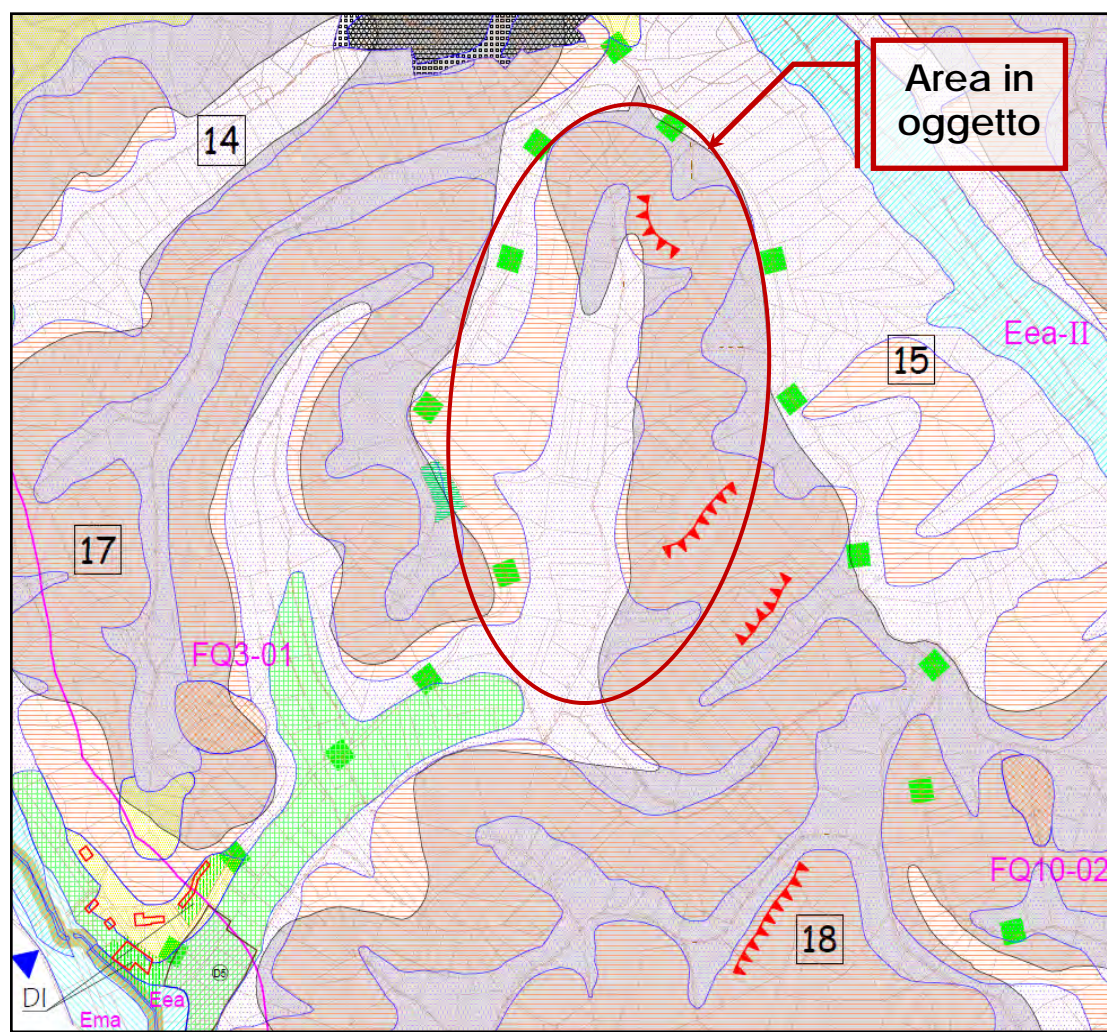


Fig. 3a – Stralcio della “Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica” allegata al P.R.G.

LEGENDA	
Confini e delimitazioni	
	CONFINI DI COMUNE
	DELIMITAZIONE AREE DI INTERESSE STORICO ED AMBIENTALE
	VINCOLO IDROGEOLOGICO
	AREE BOSCADE NORMATE ART. 30 L.R. 56/77 s.m.l.
	AREA DI RISPETTO CIMITERIALE
	VERDE PRIVATO
	PERIMETRAZIONE AREE DI ECCELLENZA DI PAESAGGIO VITIVINICOLO DEL MONFERRATO EX AREE IN CORE ZONE DI PROGETTO CANDIDATURA UNESCO STRALCATE CON DGR 34-6436 DEL 10.09.2013

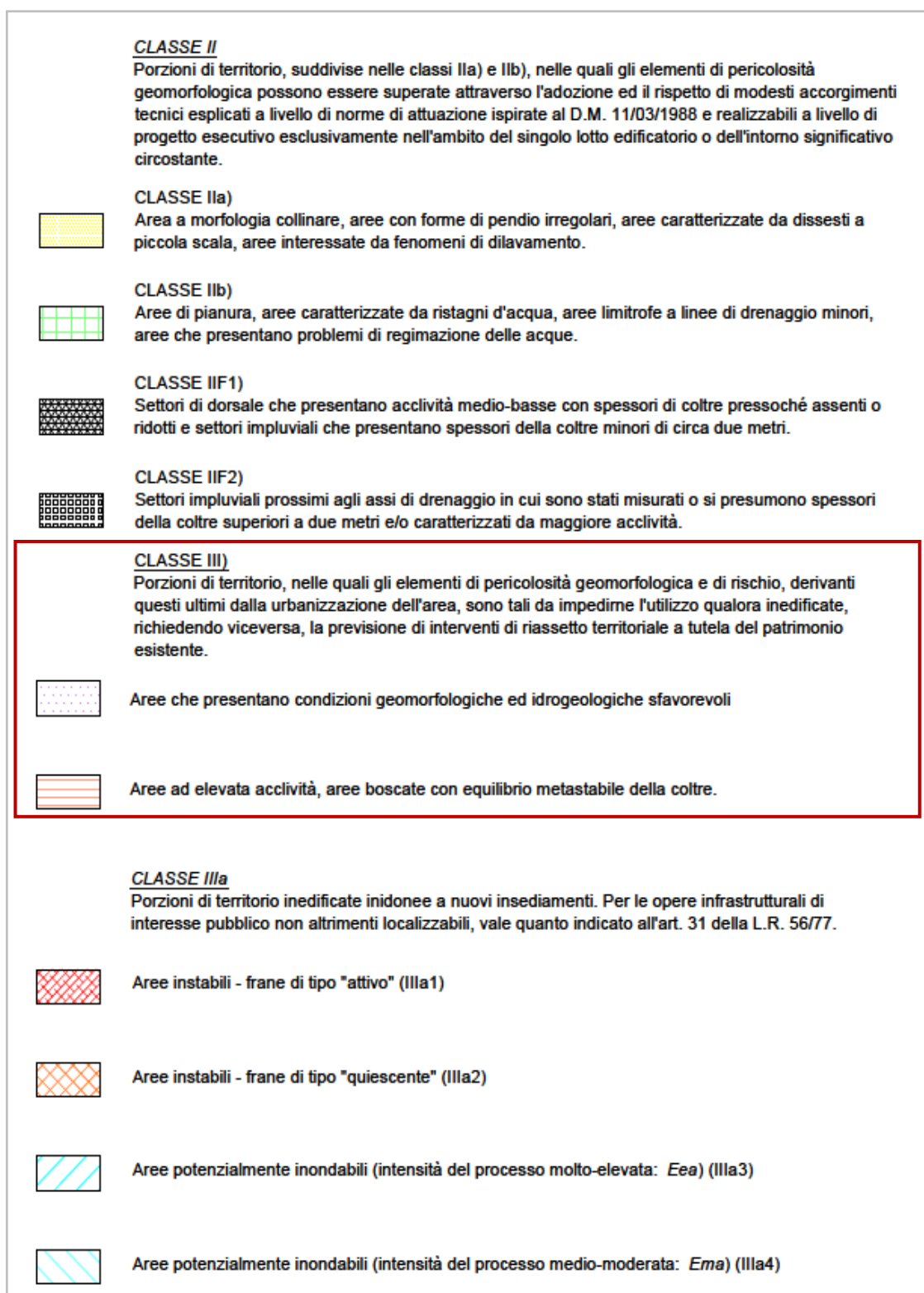


Fig. 3b – Stralcio della legenda della “Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica”



## **2.2. Assetto geomorfologico generale**

Per quanto riguarda la morfologia generale, la Provincia di Asti si viene a collocare nell'area del Monferrato dove si è sviluppato tutto un susseguirsi di dolci colline incise da valli; le quote vanno dai 121 m del capoluogo ai 759 m del comune di Roccaverano. Tali colline, caratteristiche del Monferrato, presentano una variegata tipologia di terreni che vanno dalle cosiddette "terre bianche" ricche in fossili, alle "terre rosse" ricche di limo ed argilla e alle "terre grasse" tipiche delle aree alluvionali di fondovalle. L'area di studio corrisponde al relitto di un'estesa pianura compresa tra i rilievi della Collina di Torino - Monferrato a N e quelli delle Langhe a S e che rappresentava il collegamento tra la pianura cuneese e quella alessandrina. Da un substrato terziario si passa ad una sottile, ma diffusa copertura di depositi fluviali prevalentemente limosi, riferibili al Pleistocene medio-superiore.

Tracce di un corso d'acqua a meandri con raggio di curvatura chilometrico e direzione di flusso E - W, risultano conservati in maniera estesa. Quest'ultimo, come descritto in dettaglio successivamente, rappresentava il collettore meridionale del bacino piemontese (Forno M.G., 1982).

Nel settore occidentale questa originaria pianura fluviale appare conservata in modo più continuo ed è rappresentata dall'Altopiano di Poirino: è caratterizzato da una superficie debolmente ondulata e modestamente disseccata dal reticolato idrografico sovrainposto.

Nel settore orientale corrispondente ai Rilievi dell'Astigiano, detta pianura fluviale appare sensibilmente obliterata e caratterizzata da una morfologia più accidentata dovuta alla presenza di una notevole densità del reticolato idrografico.

**Dal punto di vista geomorfologico locale** l'area si colloca in un settore sia di fondovalle laterale sinistro al Rio di Quarto che di versante esposto prevalentemente a Sud e Sud-Est, **esente da fenomeni di dissesto sia pregressi che in atto.**

### 3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

---

In generale il Bacino Terziario Piemontese è contraddistinto da una serie di complessi idrogeologici con differenti caratteristiche.

Dal basso verso l'alto si possono distinguere:

- **Complesso limoso argilloso:** corrispondente alle ARGILLE DI LUGAGNANO, impermeabili, che rappresentano la base del sovrastante Complesso sabbioso.
- **Complesso sabbioso:** corrispondente ai depositi sabbiosi pliocenici (SABBIE DI ASTI), costituiti da alternanze di livelli sabbiosi permeabili, livelli sabbioso limosi e limoso sabbiosi semipermeabili e livelli limoso argillosi impermeabili; si tratta di un sistema acquifero multifalda, in cui i vari livelli acquiferi, con ridotta continuità laterale, possono essere intercomunicanti verticalmente.
- **Complesso delle alternanze (argille, ghiaie, sabbie):** corrispondente alla parte superiore del Villafranchiano inferiore, al VILLAFRANCHIANO SUPERIORE ed ai depositi fluviali del PLEISTOCENE MEDIO SUPERIORE, è costituito da un'alternanza di livelli limoso argillosi impermeabili o semipermeabili e livelli ghiaioso sabbiosi permeabili; si tratta di un sistema acquifero multifalda in cui i vari livelli acquiferi sono tra loro intercomunicanti.
- **Complesso dei depositi alluvionali:** con permeabilità e spessore variabili, sede di una falda libera in equilibrio con il reticolo idrografico.

Dal punto di vista idrogeologico locale, sia la serie di origine alluvionale che le sottostanti serie marine delle SABBIE DI ASTI e delle ARGILLE DI LUGAGNANO, si caratterizzano per la presenza di orizzonti acquiferi la cui produttività risulta variabile in funzione delle caratteristiche di permeabilità dei depositi e dell'entità e provenienza dell'alimentazione.

Sulla base della ricostruzione litostratigrafica, l'assetto del sito in esame risulta caratterizzato da un complesso acquifero superficiale, che ha sede nella serie deposizionale e che presenta caratteristiche di falda a superficie

libera (falda freatica) con scarse capacità produttive. Tale complesso, di spessore variabile e complessivamente non superiore a circa 10,00 m, risulta caratterizzato dalla presenza di sabbie da fini a medio grossolane, intercalate da livelli limosi.

Nel caso in esame, nei settori di versante collinare non sono segnalati livelli piezometrici significativi, testimoniati inoltre dalle misure freatimetriche all'interno dei fori delle prove penetrometriche effettuate le quali hanno confermato l'assenza della falda superficiale, ad eccezione del settore di fondovalle dove si presume la presenza di una falda freatica a quote intorno a 7/8,00 m dal locale p.c. Nelle porzioni inferiori, si può rinvenire un complesso acquifero profondo, attribuibile alla Formazione delle ARGILLE AZZURRE di potenza intorno ai 100,00 m. Tale complesso è caratterizzato da alternanze di limi sabbiosi e da sabbie limose medio-fini con limi argillosi, sede talora di acquiferi semiconfinati (*aquitard*).

## 4. GEOTECNICA

---

Le caratteristiche progettuali dell'intervento sono visibili sulle tavole a corredo degli atti e ad esse si rimanda per l'esame dei particolari d'interesse.

La valutazione degli aspetti geotecnici e delle problematiche geotecniche è da ricondursi essenzialmente alla:

- **Indagine geognostica in situ consistita in n.4 prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T. condotte con penetrometro super-pesante Pagani TG 63-200 kN;**
- Ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale;
- Parametrizzazione geotecnica dei terreni;
- Azione sismica: categoria del suolo.

### 4.1. Indagine geognostica

Le indagini sono state svolte con la finalità di riconoscere i litotipi presenti e di individuare i parametri di resistenza meccanica dei terreni attraversati.

Si sono scelte le metodologie normalmente in uso consigliate dalla letteratura, dalla prassi e dai D.M. 11/03/88 e 17/01/2018 "N.T.C.".

#### **4.1.1 Prove Penetrometriche Dinamiche (S.C.P.T.)**

La valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni è stata ottenuta dal valore di  $N_{20}$  (numero dei colpi necessario all'avanzamento di 20 cm), mediante formule di uso comune nella pratica geotecnica. I parametri che si ottengono sono essenzialmente quelli della resistenza dinamica e della densità relativa ( $D_r$ ), che costituiscono la base di calcolo per l'elaborazione dei valori dell'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ), della coesione ( $c'$ ) e del peso di volume ( $\gamma$ ), indispensabili per eseguire le verifiche della capacità portante dei terreni di fondazioni e il calcolo dei cedimenti, tenendo conto dei sovraccarichi indotti sul terreno di posa.

Per l'esecuzione delle prove si è utilizzato un Penetrometro Super-Pesante Pagani Tg 63/200 le cui caratteristiche sono riassunte nella tabella seguente:

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,489
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90°

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE**  
**(DYNAMIC PROBING)**  
**DPSH**

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un’immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ );
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$  ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

**Correlazione con Nspt**

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti



riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{spt}$ . Il passaggio viene dato da:

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui  $Q$  è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
$\delta$	passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta $R_{pd}$

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

$R_{pd}$	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo ( $\delta / N$ ).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

### Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$  è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa'' \sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
$C_s$	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
$C_d$	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
$C_r$	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

## **Metodologia di Elaborazione.**

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981). Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici;
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche;
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

## **Valutazioni statistiche e correlazioni**

### **Elaborazione Statistica**

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

#### ***Media***

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Media minima***

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Massimo***

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Minimo***

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Scarto quadratico medio***

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Media deviata***

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### ***Media (+ s)***

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media (– s)**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove  $\sigma_{N_{spt}}$  è la deviazione standard di  $N_{spt}$

**Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $N_{spt}$  distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

**Pressione ammissibile**

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione  $d = 1$  m.

**Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**

**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING* (1982), applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

**Correzione  $N_{spt}$  in presenza di falda**

$$N_{spt\ corretto} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

**Angolo di Attrito**

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38° ).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda)  $s > 15$  t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

**Densità relativa (%)**

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

***Modulo Di Young ( $E_y$ )***

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

***Modulo Edometrico***

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buisman-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

***Stato di consistenza***

- Classificazione A.G.I. 1977

***Peso di Volume***

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

***Peso di volume saturo***

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

***Modulo di poisson***

- Classificazione A.G.I.

***Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)***

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

***Velocità onde di taglio  $V_s$  (m/s)***

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.



**Modulo di deformazione di taglio ( $G$ )**

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

**Modulo di reazione ( $K_0$ )**

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

**Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson (1983) -  $Q_c$

**Correlazioni geotecniche terreni coesivi*****Coesione non drenata***

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$ , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948).  $C_u$  (min-max).
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche

$< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.

- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, ( $C_u$ - $N_{spt}$ -grado di plasticità).
- Schmertmann (1975),  $C_u$  (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con  $N_c = 20$  e  $Q_c/N_{spt} = 2$ .
- Schmertmann (1975),  $C_u$  (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago). Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.

- De Beer.

***Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )***

- Robertson (1983) -  $Q_c$

***Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )***

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) ( $Kg/cm^2$ )-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte ( $N_{spt} < 30$ ) medie e molli (  $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose ( $N_{spt} = 6-12$ ).

***Modulo Di Young ( $E_y$ )***

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con  $I.P. > 15$ .
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

***Stato di consistenza***

- Classificazione A.G.I. 1977.

***Peso di Volume***

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

***Peso di volume saturo***

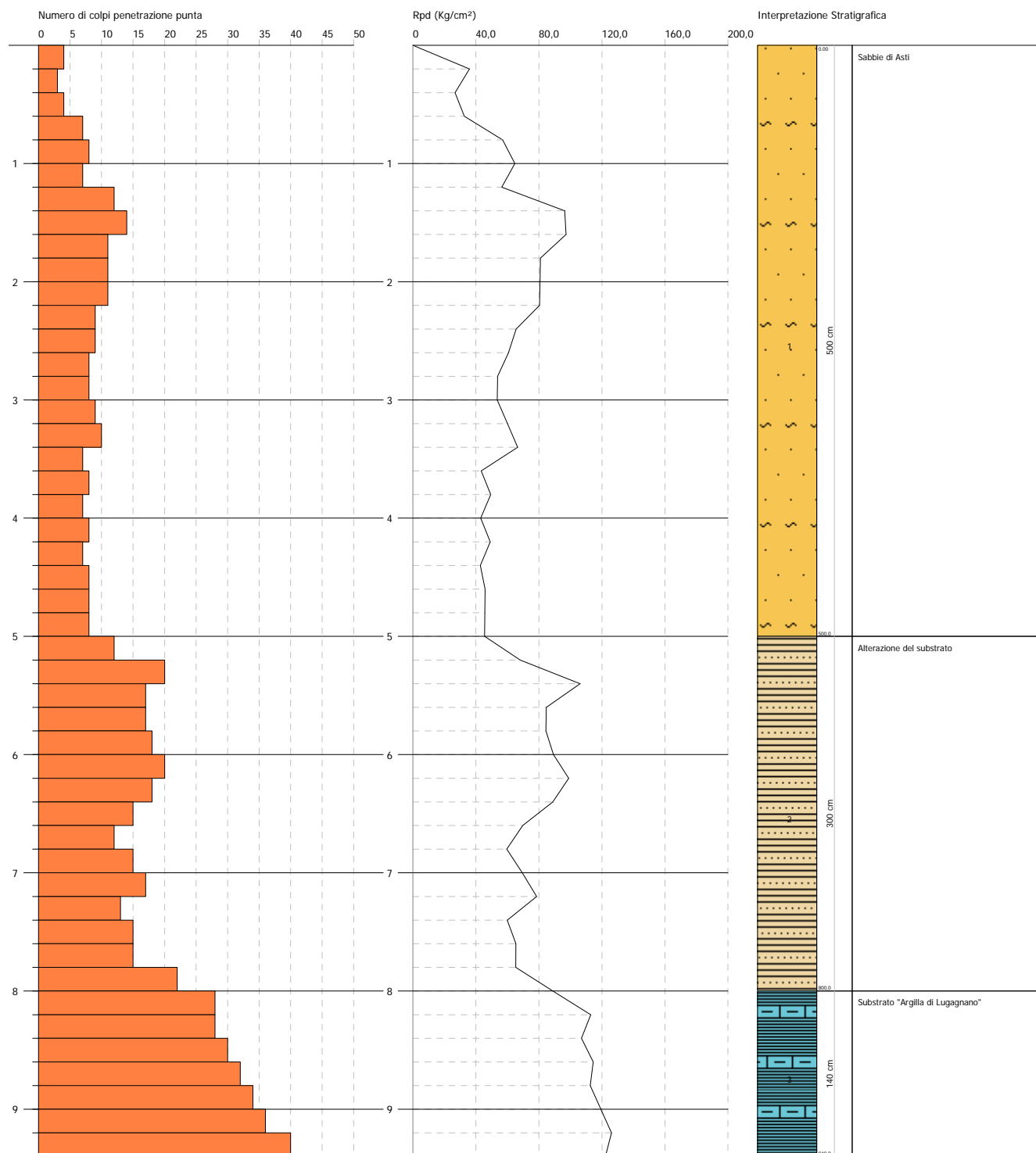
- Meyerhof ed altri.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

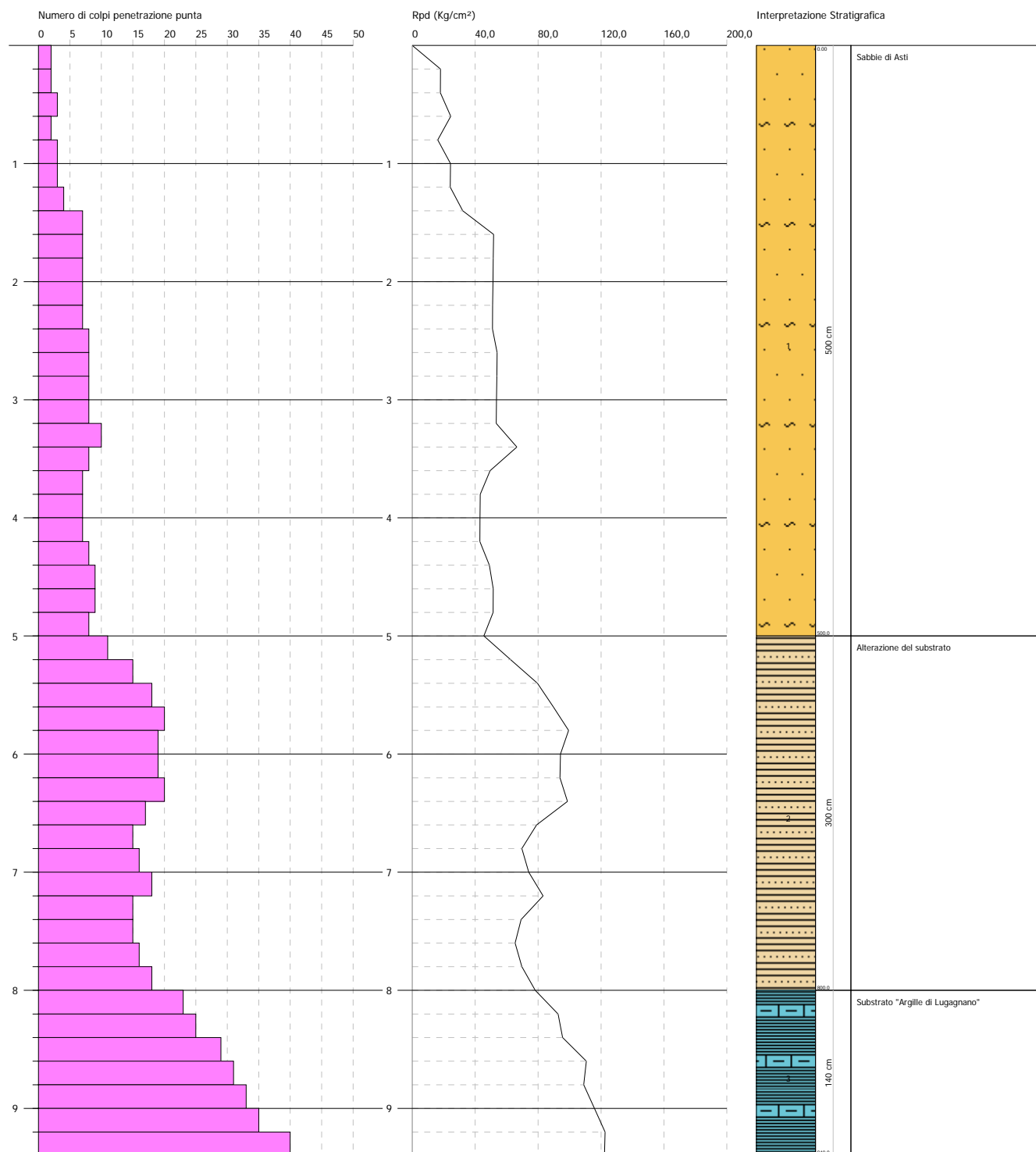


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

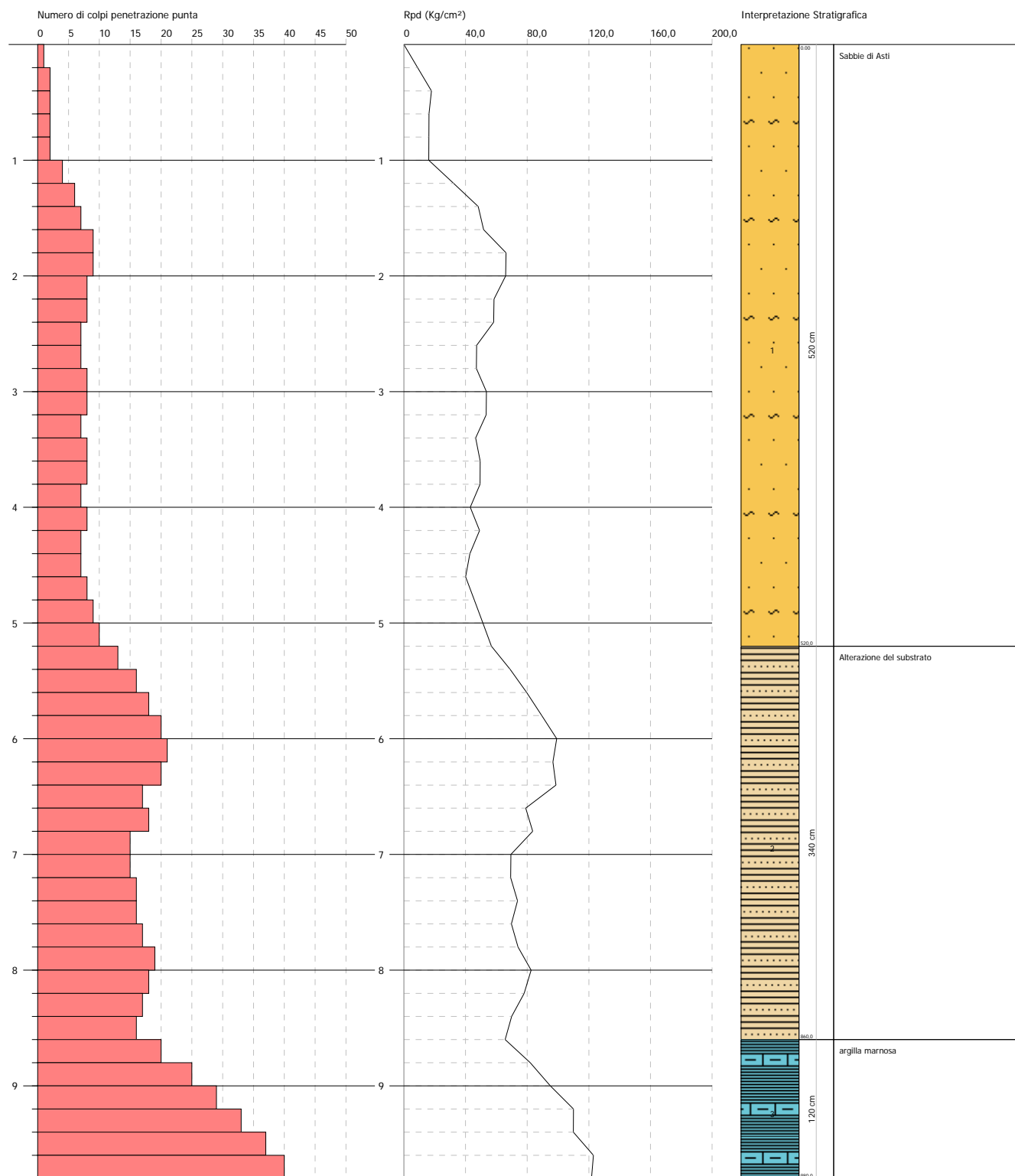


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3  
Strumento utilizzato... DPH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

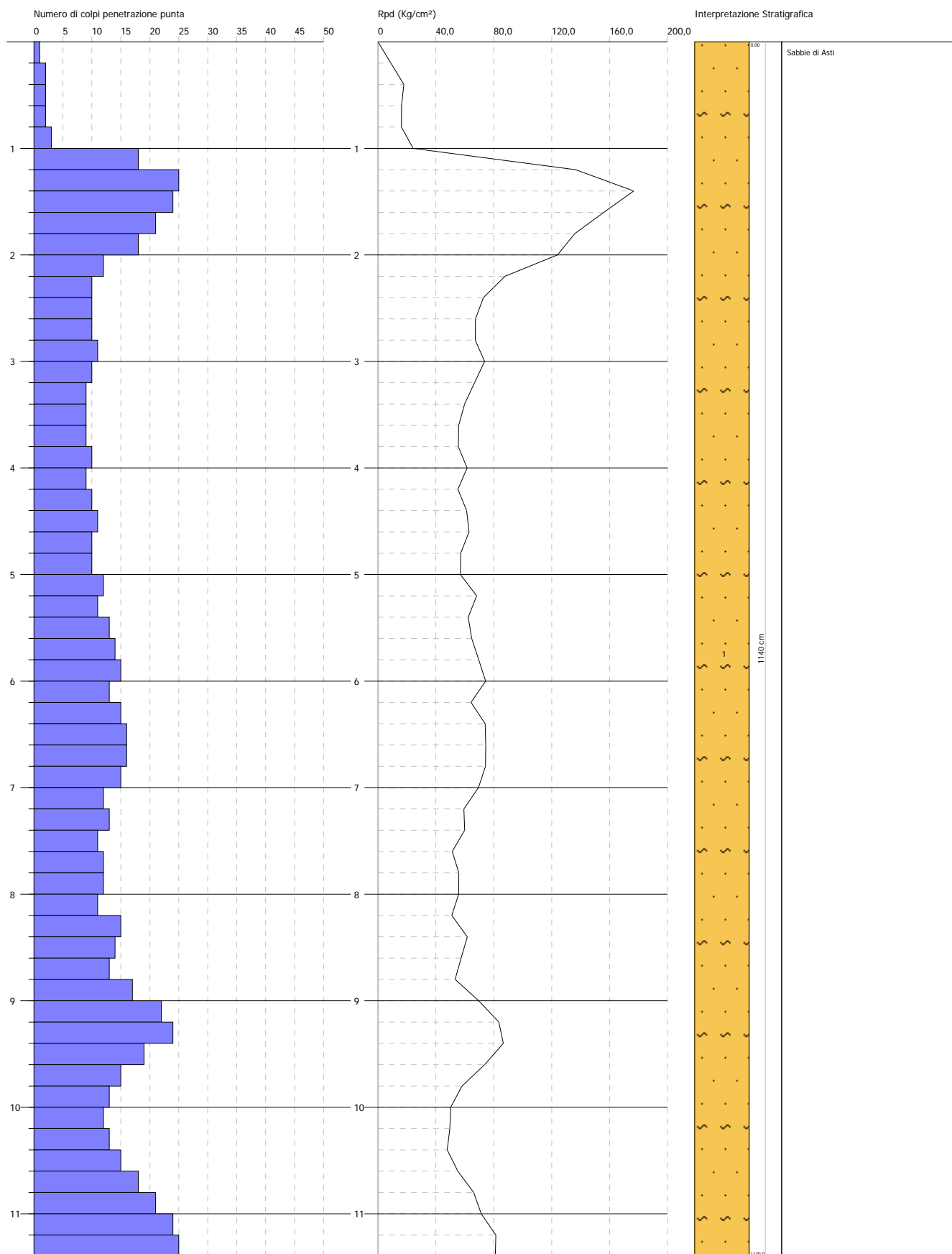


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:51



## PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI  
 Prova eseguita in data 25/01/2018  
 Profondità prova 9,40 mt  
 Falda non rilevata  
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	4	0,855	35,92	42,03	1,80	2,10
0,40	3	0,851	26,82	31,52	1,34	1,58
0,60	4	0,847	32,67	38,57	1,63	1,93
0,80	7	0,843	56,93	67,50	2,85	3,38
1,00	8	0,840	64,78	77,15	3,24	3,86
1,20	7	0,836	56,45	67,50	2,82	3,38
1,40	12	0,833	96,38	115,72	4,82	5,79
1,60	14	0,780	97,25	124,75	4,86	6,24
1,80	11	0,826	81,00	98,02	4,05	4,90
2,00	11	0,823	80,69	98,02	4,03	4,90
2,20	11	0,820	80,39	98,02	4,02	4,90
2,40	9	0,817	65,53	80,20	3,28	4,01
2,60	9	0,814	60,69	74,54	3,03	3,73
2,80	8	0,811	53,76	66,25	2,69	3,31
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	9	0,806	60,08	74,54	3,00	3,73
3,40	10	0,803	66,54	82,82	3,33	4,14
3,60	7	0,801	43,37	54,15	2,17	2,71
3,80	8	0,798	49,41	61,88	2,47	3,09
4,00	7	0,796	43,10	54,15	2,16	2,71
4,20	8	0,794	49,12	61,88	2,46	3,09
4,40	7	0,791	42,86	54,15	2,14	2,71
4,60	8	0,789	45,82	58,06	2,29	2,90
4,80	8	0,787	45,70	58,06	2,28	2,90
5,00	8	0,785	45,57	58,06	2,28	2,90
5,20	12	0,783	68,19	87,08	3,41	4,35
5,40	20	0,731	106,10	145,14	5,31	7,26
5,60	17	0,729	84,71	116,18	4,24	5,81
5,80	17	0,727	84,50	116,18	4,22	5,81
6,00	18	0,725	89,24	123,01	4,46	6,15
6,20	20	0,724	98,92	136,68	4,95	6,83
6,40	18	0,722	88,82	123,01	4,44	6,15
6,60	15	0,720	69,78	96,87	3,49	4,84
6,80	12	0,769	59,57	77,49	2,98	3,87
7,00	15	0,717	69,47	96,87	3,47	4,84
7,20	17	0,716	78,57	109,78	3,93	5,49
7,40	13	0,714	59,95	83,95	3,00	4,20
7,60	15	0,713	65,44	91,81	3,27	4,59
7,80	15	0,711	65,31	91,81	3,27	4,59

8,00	22	0,660	88,86	134,66	4,44	6,73
8,20	28	0,659	112,87	171,38	5,64	8,57
8,40	28	0,657	112,64	171,38	5,63	8,57
8,60	30	0,656	114,48	174,52	5,72	8,73
8,80	32	0,605	112,57	186,15	5,63	9,31
9,00	34	0,603	119,36	197,79	5,97	9,89
9,20	36	0,602	126,13	209,42	6,31	10,47
9,40	40	0,551	128,24	232,69	6,41	11,63

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
5	8,24	70,55	Incoerente	1,8	1,93	0,45	1,48	12,21	Sabbie di Asti
8	16,4	108,7	Incoerente - coesivo	2,12	2,22	1,22	1,51	24,76	Alterazione del substrato
9,4	32,57	191,91	Coesivo	2,5	2,5	1,71	1,52	49,51	Substrato "Argilla di Lugagnano"

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1****TERRENI COESIVI**

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Schmertmann 1975	2,46
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Schmertmann 1975	4,95

Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Robertson (1983)	49,52
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Robertson (1983)	99,02

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	254,33
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	506,76



## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Apollonia	247,60
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Apollonia	495,10

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Meyerhof	2,12
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Meyerhof	2,50

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	Meyerhof	2,22
Strato (3) Substrato "Argilla di Lugagnano"	49,51	8,00-9,40	Meyerhof	2,50

## TERRENI INCOERENTI

## Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Gibbs & Holtz 1957	36,31
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Gibbs & Holtz 1957	41,05

## Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	28,53

Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34,27
--	-------	-----------	-------	---	-------

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Schmertmann (1978) (Sabbie)	97,68
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Schmertmann (1978) (Sabbie)	198,08

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	52,54
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	78,32

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Meyerhof ed altri	1,80
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Meyerhof ed altri	2,07

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,93
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,01

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	(A.G.I.)	0,33
Strato (2) Alterazione del	24,76	5,00-8,00	24,76	(A.G.I.)	0,31

substrato					
-----------	--	--	--	--	--

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	576,62
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	888,16

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Ohta & Goto (1978) Limi	125,87
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Ohta & Goto (1978) Limi	171,05

## Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Navfac 1971-1982	2,57
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Navfac 1971-1982	4,84

## Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	12,21	0.00-5,00	12,21	Robertson 1983	24,42
Strato (2) Alterazione del substrato	24,76	5,00-8,00	24,76	Robertson 1983	49,52

## PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI  
 Prova eseguita in data 25/01/2018  
 Profondità prova 9,40 mt  
 Falda non rilevata  
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,23	1,45
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	3	0,840	24,29	28,93	1,21	1,45
1,20	3	0,836	24,19	28,93	1,21	1,45
1,40	4	0,833	32,13	38,57	1,61	1,93
1,60	7	0,830	51,74	62,38	2,59	3,12
1,80	7	0,826	51,54	62,38	2,58	3,12
2,00	7	0,823	51,35	62,38	2,57	3,12
2,20	7	0,820	51,16	62,38	2,56	3,12
2,40	7	0,817	50,97	62,38	2,55	3,12
2,60	8	0,814	53,95	66,25	2,70	3,31
2,80	8	0,811	53,76	66,25	2,69	3,31
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	8	0,806	53,40	66,25	2,67	3,31
3,40	10	0,803	66,54	82,82	3,33	4,14
3,60	8	0,801	49,56	61,88	2,48	3,09
3,80	7	0,798	43,23	54,15	2,16	2,71
4,00	7	0,796	43,10	54,15	2,16	2,71
4,20	7	0,794	42,98	54,15	2,15	2,71
4,40	8	0,791	48,98	61,88	2,45	3,09
4,60	9	0,789	51,55	65,31	2,58	3,27
4,80	9	0,787	51,41	65,31	2,57	3,27
5,00	8	0,785	45,57	58,06	2,28	2,90
5,20	11	0,783	62,50	79,83	3,13	3,99
5,40	15	0,731	79,58	108,85	3,98	5,44
5,60	18	0,729	89,69	123,01	4,48	6,15
5,80	20	0,727	99,41	136,68	4,97	6,83
6,00	19	0,725	94,20	129,85	4,71	6,49
6,20	19	0,724	93,97	129,85	4,70	6,49
6,40	20	0,722	98,69	136,68	4,93	6,83
6,60	17	0,720	79,08	109,78	3,95	5,49
6,80	15	0,719	69,62	96,87	3,48	4,84
7,00	16	0,717	74,10	103,33	3,71	5,17
7,20	18	0,716	83,19	116,24	4,16	5,81
7,40	15	0,714	69,18	96,87	3,46	4,84
7,60	15	0,713	65,44	91,81	3,27	4,59
7,80	16	0,711	69,66	97,93	3,48	4,90
8,00	18	0,710	78,21	110,18	3,91	5,51

8,20	23	0,659	92,71	140,78	4,64	7,04
8,40	25	0,657	100,57	153,02	5,03	7,65
8,60	29	0,656	110,66	168,70	5,53	8,44
8,80	31	0,605	109,05	180,34	5,45	9,02
9,00	33	0,603	115,85	191,97	5,79	9,60
9,20	35	0,602	122,63	203,61	6,13	10,18
9,40	40	0,551	128,24	232,69	6,41	11,63

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
5	6,36	52,85	Incoerente	1,71	1,91	0,43	1,48	9,43	Sabbie di Asti
8	16,8	111,18	Incoerente - coesivo	2,12	2,23	1,17	1,51	25,37	Alterazione del substrato
9,4	30,86	181,59	Coesivo	2,5	2,5	1,67	1,52	46,91	Substrato "Argille di Lugagnano"

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2****TERRENI COESIVI**

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Schmertmann 1975	2,52
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Schmertmann 1975	4,69

Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Robertson (1983)	50,74
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Robertson (1983)	93,82

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	260,55
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	480,25

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Apollonia	253,70
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Apollonia	469,10

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Meyerhof	2,12
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Meyerhof	2,50

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	Meyerhof	2,23
Strato (3) Substrato "Argille di Lugagnano"	46,91	8,00-9,40	Meyerhof	2,50

**TERRENI INCOERENTI**

## Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Gibbs & Holtz 1957	31,31
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Gibbs & Holtz 1957	42,13

## Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	26,89
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34,51



## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Schmertmann (1978) (Sabbie)	75,44
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Schmertmann (1978) (Sabbie)	202,96

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	46,83
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	79,58

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Meyerhof ed altri	1,71
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Meyerhof ed altri	2,08

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,01

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	(A.G.I.)	0,34
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	(A.G.I.)	0,3

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	492,42
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	901,47

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Ohta & Goto (1978) Limi	120,37
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Ohta & Goto (1978) Limi	171,78

## Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Navfac 1971-1982	1,98
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Navfac 1971-1982	4,93

## Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,43	0.00-5,00	9,43	Robertson 1983	18,86
Strato (2) Alterazione del substrato	25,37	5,00-8,00	25,37	Robertson 1983	50,74

## PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI  
 Prova eseguita in data 25/01/2018  
 Profondità prova 9,80 mt  
 Falda non rilevata  
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	1	0,855	8,98	10,51	0,45	0,53
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,82	0,96
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	2	0,840	16,20	19,29	0,81	0,96
1,20	4	0,836	32,26	38,57	1,61	1,93
1,40	6	0,833	48,19	57,86	2,41	2,89
1,60	7	0,830	51,74	62,38	2,59	3,12
1,80	9	0,826	66,27	80,20	3,31	4,01
2,00	9	0,823	66,02	80,20	3,30	4,01
2,20	8	0,820	58,46	71,29	2,92	3,56
2,40	8	0,817	58,25	71,29	2,91	3,56
2,60	7	0,814	47,20	57,97	2,36	2,90
2,80	7	0,811	47,04	57,97	2,35	2,90
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	8	0,806	53,40	66,25	2,67	3,31
3,40	7	0,803	46,57	57,97	2,33	2,90
3,60	8	0,801	49,56	61,88	2,48	3,09
3,80	8	0,798	49,41	61,88	2,47	3,09
4,00	7	0,796	43,10	54,15	2,16	2,71
4,20	8	0,794	49,12	61,88	2,46	3,09
4,40	7	0,791	42,86	54,15	2,14	2,71
4,60	7	0,789	40,09	50,80	2,00	2,54
4,80	8	0,787	45,70	58,06	2,28	2,90
5,00	9	0,785	51,27	65,31	2,56	3,27
5,20	10	0,783	56,82	72,57	2,84	3,63
5,40	13	0,731	68,97	94,34	3,45	4,72
5,60	16	0,729	79,73	109,35	3,99	5,47
5,80	18	0,727	89,47	123,01	4,47	6,15
6,00	20	0,725	99,16	136,68	4,96	6,83
6,20	21	0,674	96,69	143,52	4,83	7,18
6,40	20	0,722	98,69	136,68	4,93	6,83
6,60	17	0,720	79,08	109,78	3,95	5,49
6,80	18	0,719	83,55	116,24	4,18	5,81
7,00	15	0,717	69,47	96,87	3,47	4,84
7,20	15	0,716	69,32	96,87	3,47	4,84
7,40	16	0,714	73,79	103,33	3,69	5,17
7,60	16	0,713	69,80	97,93	3,49	4,90
7,80	17	0,711	74,01	104,05	3,70	5,20
8,00	19	0,710	82,56	116,30	4,13	5,81

8,20	18	0,709	78,07	110,18	3,90	5,51
8,40	17	0,707	73,59	104,05	3,68	5,20
8,60	16	0,706	65,71	93,08	3,29	4,65
8,80	20	0,705	81,99	116,35	4,10	5,82
9,00	25	0,653	95,04	145,43	4,75	7,27
9,20	29	0,652	110,04	168,70	5,50	8,44
9,40	33	0,601	115,40	191,97	5,77	9,60
9,60	37	0,600	123,03	205,07	6,15	10,25
9,80	40	0,549	121,67	221,70	6,08	11,08

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
5,2	6,5	53,78	Incoerente	1,72	1,92	0,45	1,48	9,63	Sabbie di Asti
8,6	17,18	111,31	Incoerente - coesivo	2,12	2,25	1,25	1,51	25,94	Alterazione del substrato
9,8	30,67	174,87	Coesivo	2,5	2,5	1,77	1,52	46,74	Argilla marnosa

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3****TERRENI COESIVI**

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Schmertmann 1975	2,58
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Schmertmann 1975	4,67

Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Robertson (1983)	51,88
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Robertson (1983)	93,48

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	266,36
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	478,51

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Apollonia	259,40
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Apollonia	467,40

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Meyerhof	2,12
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Meyerhof	2,50

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	Meyerhof	2,25
Strato (3) Argilla marnosa	46,74	8,60-9,80	Meyerhof	2,50

**TERRENI INCOERENTI**

## Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Gibbs & Holtz 1957	31,41
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Gibbs & Holtz 1957	41,68

## Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	27,02
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	34,73



## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Schmertmann (1978) (Sabbie)	77,04
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Schmertmann (1978) (Sabbie)	207,52

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	47,24
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	80,75

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Meyerhof ed altri	1,72
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Meyerhof ed altri	2,09

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,02

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	(A.G.I.)	0,34
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	(A.G.I.)	0,3

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	498,78
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	913,79

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Ohta & Goto (1978) Limi	121,72
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Ohta & Goto (1978) Limi	174,44

## Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Navfac 1971-1982	2,02
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Navfac 1971-1982	5,02

## Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	9,63	0.00-5,20	9,63	Robertson 1983	19,26
Strato (2) Alterazione del substrato	25,94	5,20-8,60	25,94	Robertson 1983	51,88

## PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI  
 Prova eseguita in data 25/01/2018  
 Profondità prova 11,40 mt  
 Falda non rilevata  
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,20	1	0,855	8,98	10,51	0,45	0,53
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,82	0,96
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	3	0,840	24,29	28,93	1,21	1,45
1,20	18	0,786	136,48	173,58	6,82	8,68
1,40	25	0,733	176,68	241,09	8,83	12,05
1,60	24	0,730	156,02	213,86	7,80	10,69
1,80	21	0,726	135,92	187,13	6,80	9,36
2,00	18	0,773	124,01	160,40	6,20	8,02
2,20	12	0,820	87,70	106,93	4,38	5,35
2,40	10	0,817	72,81	89,11	3,64	4,46
2,60	10	0,814	67,43	82,82	3,37	4,14
2,80	10	0,811	67,20	82,82	3,36	4,14
3,00	11	0,809	73,67	91,10	3,68	4,55
3,20	10	0,806	66,75	82,82	3,34	4,14
3,40	9	0,803	59,88	74,54	2,99	3,73
3,60	9	0,801	55,76	69,62	2,79	3,48
3,80	9	0,798	55,59	69,62	2,78	3,48
4,00	10	0,796	61,58	77,36	3,08	3,87
4,20	9	0,794	55,26	69,62	2,76	3,48
4,40	10	0,791	61,22	77,36	3,06	3,87
4,60	11	0,789	63,00	79,83	3,15	3,99
4,80	10	0,787	57,12	72,57	2,86	3,63
5,00	10	0,785	56,97	72,57	2,85	3,63
5,20	12	0,783	68,19	87,08	3,41	4,35
5,40	11	0,781	62,35	79,83	3,12	3,99
5,60	13	0,729	64,78	88,84	3,24	4,44
5,80	14	0,727	69,58	95,68	3,48	4,78
6,00	15	0,725	74,37	102,51	3,72	5,13
6,20	13	0,724	64,30	88,84	3,21	4,44
6,40	15	0,722	74,02	102,51	3,70	5,13
6,60	16	0,720	74,43	103,33	3,72	5,17
6,80	16	0,719	74,26	103,33	3,71	5,17
7,00	15	0,717	69,47	96,87	3,47	4,84
7,20	12	0,766	59,33	77,49	2,97	3,87
7,40	13	0,714	59,95	83,95	3,00	4,20
7,60	11	0,763	51,35	67,33	2,57	3,37
7,80	12	0,761	55,92	73,45	2,80	3,67
8,00	12	0,760	55,82	73,45	2,79	3,67

8,20	11	0,759	51,07	67,33	2,55	3,37
8,40	15	0,707	64,93	91,81	3,25	4,59
8,60	14	0,706	57,50	81,44	2,87	4,07
8,80	13	0,705	53,29	75,62	2,66	3,78
9,00	17	0,703	69,57	98,89	3,48	4,94
9,20	22	0,652	83,48	127,98	4,17	6,40
9,40	24	0,651	90,90	139,62	4,55	6,98
9,60	19	0,700	73,71	105,31	3,69	5,27
9,80	15	0,699	58,10	83,14	2,90	4,16
10,00	13	0,698	50,27	72,05	2,51	3,60
10,20	12	0,747	49,66	66,51	2,48	3,33
10,40	13	0,696	50,11	72,05	2,51	3,60
10,60	15	0,694	55,13	79,39	2,76	3,97
10,80	18	0,693	66,05	95,26	3,30	4,76
11,00	21	0,642	71,39	111,14	3,57	5,56
11,20	24	0,641	81,46	127,02	4,07	6,35
11,40	25	0,640	84,71	132,31	4,24	6,62

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
11,4	13,28	91,67	Incoerente	1,98	1,99	1,13	1,5	19,97	Sabbie di Asti

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4****TERRENI INCOERENTI**

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Gibbs & Holtz 1957	37,3

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	32,31

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Schmertmann (1978) (Sabbie)	159,76

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	68,48

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Meyerhof ed altri	1,98

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,99

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	(A.G.I.)	0,31

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	778,83

Coefficiente spinta a Riposo  $K_0 = \sigma_H / P_0$ 

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	$K_0$
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Navfac 1971-1982	4,04

 $Q_c$  ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	$Q_c$ (Kg/cm²)
Strato (1) Sabbie di Asti	19,97	0.00-11,40	19,97	Robertson 1983	39,94



#### **4.2. Azione sismica: categoria del suolo**

Ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e succ. modifiche (aggiornamento 15/01/2005), il numero di zone sismiche è fissato pari a 4, corrispondenti ai 4 valori di accelerazione orizzontale ( $a_g / g$ ) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico. Il **Comune di Castagnole Monferrato** ricade in **zona sismica 4** a cui corrisponde un'accelerazione sismica orizzontale **< 0,05 g**, con probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, che si traduce in un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a **0,05 ( $a_g / g$ )**.

L' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 E S.M.I. prevede ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto la definizione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, basata sulla velocità delle onde sismiche di taglio  $V_s$ . Ma la grande novità della O.P.C.M. 3274 è l'introduzione della  $V_{s30}$ , che costituisce un parametro correlato alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno nei primi 30 m di sottosuolo al di sotto del piano di posa delle fondazioni;  $V_{s30}$ , che rappresenta una velocità equivalente, è espressa dalla seguente formula:

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/V_i) \quad (1)$$

- Sulla base di quanto esposto, si è proceduto alla ricostruzione del profilo stratigrafico correlando i dati ricavati dai sondaggi, dalle prove penetrometriche e dalle conoscenze geologiche bibliografiche.
- Attraverso un'indagine geofisica pregressa è stato possibile definire dati sulle velocità delle onde di taglio  $V_s$ . Di seguito viene inoltre proposto di ricavare i parametri geofisici attraverso la correlazione con i valori di  $N_{SPT}$ , pur riconoscendo i limiti di tali procedimenti.

#### **STIMA DELLE $V_s$ ATTRAVERSO PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)**

Esistono in letteratura molte formule empiriche che consentono di correlare il valore di  $N_{SPT}$  (numero di colpi per 30 cm di avanzamento) con la velocità delle onde S nel terreno. In questo contesto si è ricorsi alla formula di OTHA &

GOTO (1978), valida per terreni con frazione dominante costituita da sabbie da fini a grossolane fino a ghiaiose. Quest'ultima, che tiene conto sia dell'età del deposito sia della sua granulometria dominante, ha la seguente espressione:

$$V_S = 68 \cdot (N_{SPT})_{60}^{0,17} \cdot z^{0,2} \cdot f_A \cdot f_G \quad (2)$$

$V_S$  velocità delle onde di taglio

$(N_{SPT})_{60}$  numero di colpi corretto per un'energia pari al 60% di quella teorica e per la pressione litostatica del terreno sovrastante dovuto alla profondità della prova

$z$  profondità media dello strato dal piano campagna espressa in m

$f_A$  fattore che tiene conto dell'età del deposito

$f_G$  coefficiente funzione della granulometria dominante dello strato

<b>Età del deposito</b>	<b>Fattore <math>f_A</math></b>
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

<b>Granulometria dominante</b>	<b>Coefficiente <math>f_G</math></b>
Argilla	1,00
Sabbia fine	1,09
Sabbia media	1,07
Sabbia grossa	1,14
Sabbia ghiaiosa	1,15
Ghiaia	1,45

Considerando, dunque, i 30 m dal piano di fondazione e dall'applicazione della (1), la  $V_{S30}$  equivalente corrisponde a 312,2 m/s.

Ai sensi del § 3.1 dell'Allegato n. 2, "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", all'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e sulla base dell'indagine, del rilevamento e dei calcoli eseguiti, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si può definire, per l'insieme dei depositi compresi nei primi 30 m litotipi presenti nell'area in esame, il seguente profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

- **Categoria "C"** di suolo di fondazione così definita: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa)".

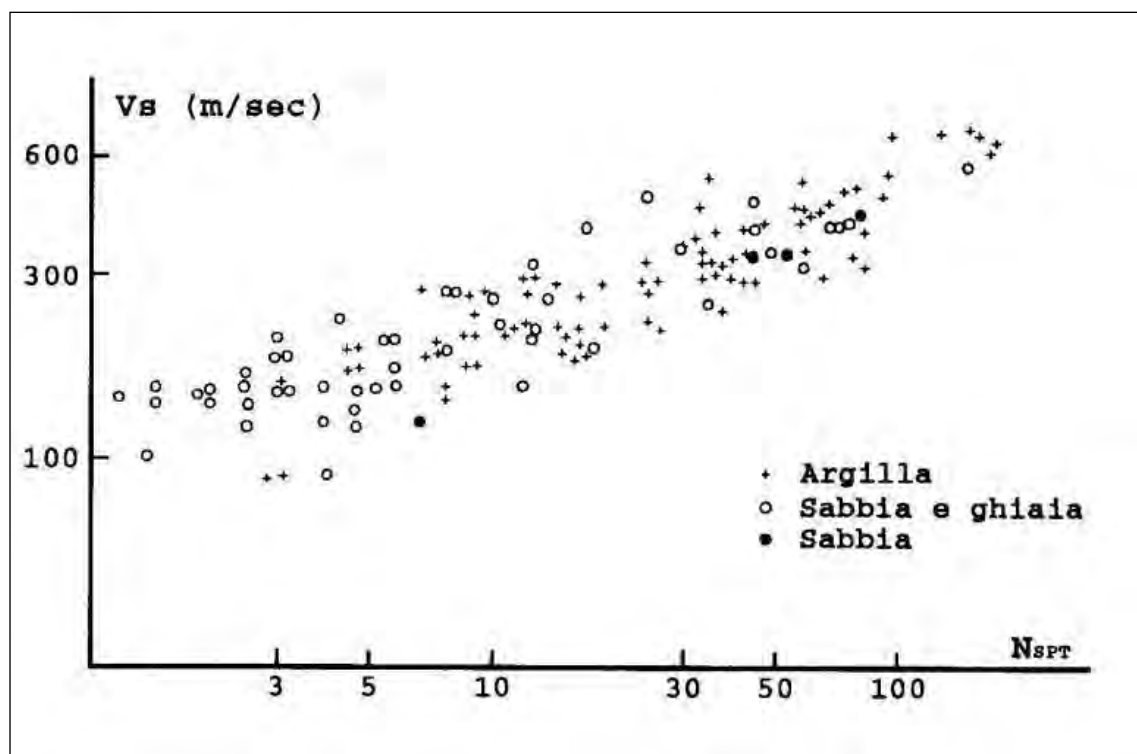
**Categoria topografica** (D.M. 14/01/2008 – Tab. 3.2.III)

**T2** = Superficie con inclinazione media  $i > 15^\circ$

**Classe d'uso** (D.M. 14/01/2008 – Cap. 2.4.2)

**Classe II:** costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali (...).

I valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  sono stati anche confrontati graficamente con le relazioni sperimentali tra  $V_s$  e  $N_{SPT}$  per argille, sabbie e ghiaie di MAI & YOSHIMURA (1975). Il grafico conforta i calcoli sopra effettuati.



Relazioni sperimentali tra  $V_s$  e  $N_{SPT}$  per argille, sabbie e ghiaie (Mai & Yoshimura, 1975)

Nel sito in oggetto, i parametri e coefficienti sismici, in riferimento alle opere di nuova realizzazione sono i seguenti (**stabilità dei pendii e fondazioni**):

#### Sito in esame

latitudine: 44,9418766668694  
 longitudine: 8,30423694542087  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

#### Siti di riferimento

Sito 1	ID: 14467	Lat: 44,9210	Lon: 8,2666	Distanza: 3764,169
Sito 2	ID: 14468	Lat: 44,9240	Lon: 8,3371	Distanza: 3257,543
Sito 3	ID: 14246	Lat: 44,9739	Lon: 8,3328	Distanza: 4213,154
Sito 4	ID: 14245	Lat: 44,9709	Lon: 8,2623	Distanza: 4614,439

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T2  
 Periodo di riferimento: 50anni  
 Coefficiente  $c_u$ : 1

#### Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]  
 ag: 0,016 g

Fo: 2,593  
Tc\*: 0,161 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,020 g  
Fo: 2,569  
Tc\*: 0,185 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,042 g  
Fo: 2,672  
Tc\*: 0,289 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,050 g  
Fo: 2,742  
Tc\*: 0,304 [s]

### Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500  
Cc: 1,920  
St: 1,200  
Kh: 0,006  
Kv: 0,003  
Amax: 0,287  
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500  
Cc: 1,830  
St: 1,200  
Kh: 0,007  
Kv: 0,004  
Amax: 0,355  
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500  
Cc: 1,580  
St: 1,200  
Kh: 0,015  
Kv: 0,007  
Amax: 0,734  
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500

Cc: 1,560  
St: 1,200  
Kh: 0,018  
Kv: 0,009  
Amax: 0,883  
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Geostru software - [www.geostru.com](http://www.geostru.com)  
Coordinate WGS84  
latitudine: 44.940921  
longitudine: 8.303168

#### **4.3. Verifiche di stabilità del versante**

In corrispondenza delle **sezioni 1 e 2** di progetto (quelle più sfavorevoli dal punto di vista geomorfologico) è stata verificata la stabilità del pendio *post operam* secondo la normativa vigente, **il cui calcolo ha permesso di definire un  $F_s$  minimo pari a 1,13.**

##### **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)**

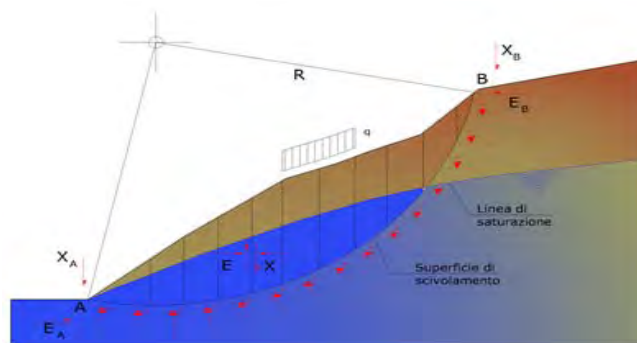
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate 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 conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci 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 conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  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.

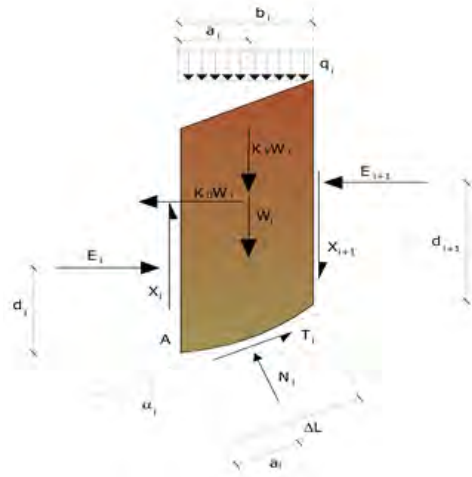
### Metodo di Fellenius (1927)

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:

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

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

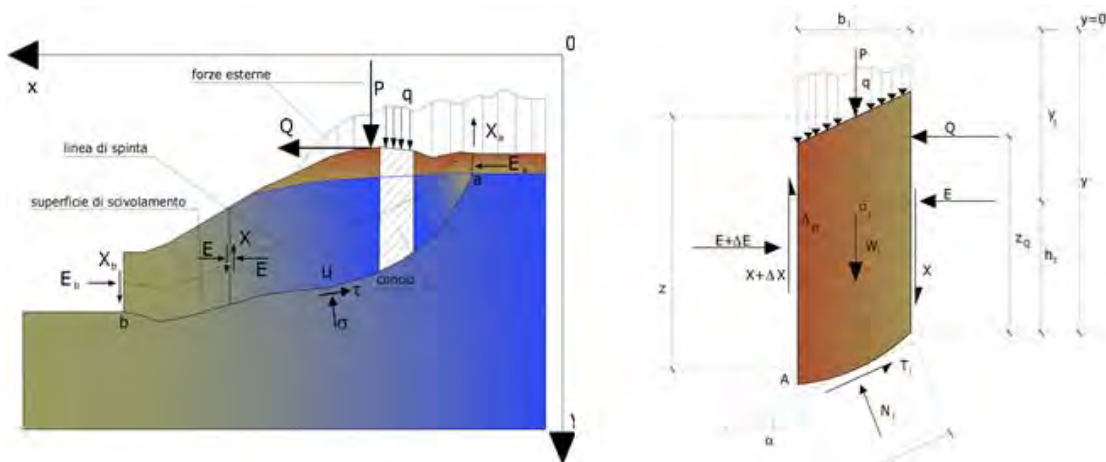
I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**,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

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

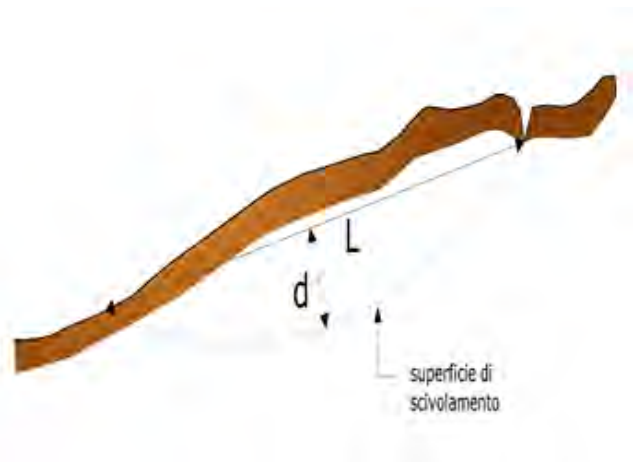
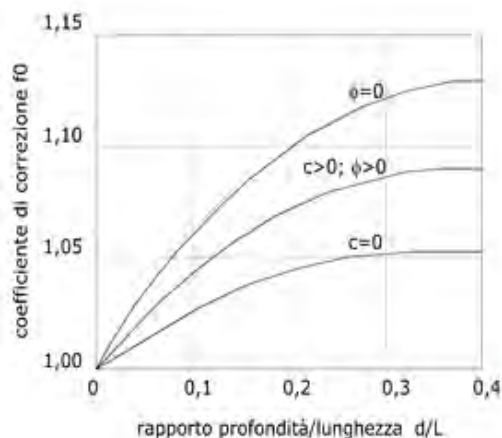


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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<sub>i</sub>** = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

**Φ<sub>i</sub>** = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

**L<sub>i</sub>** = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

**u<sub>ci</sub>** = 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:

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

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<sub>0</sub>** ed **x<sub>n</sub>** sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre **x<sub>ci</sub>** 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<sub>z</sub>** g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - **K<sub>z</sub>**).

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

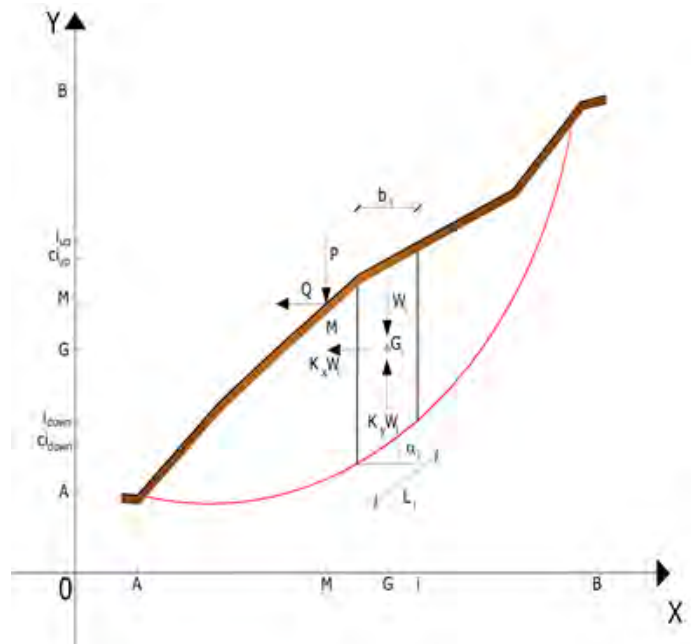
$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

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<sub>i</sub>** e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario **C<sub>3</sub>**. 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  $N_i$  agisce 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:

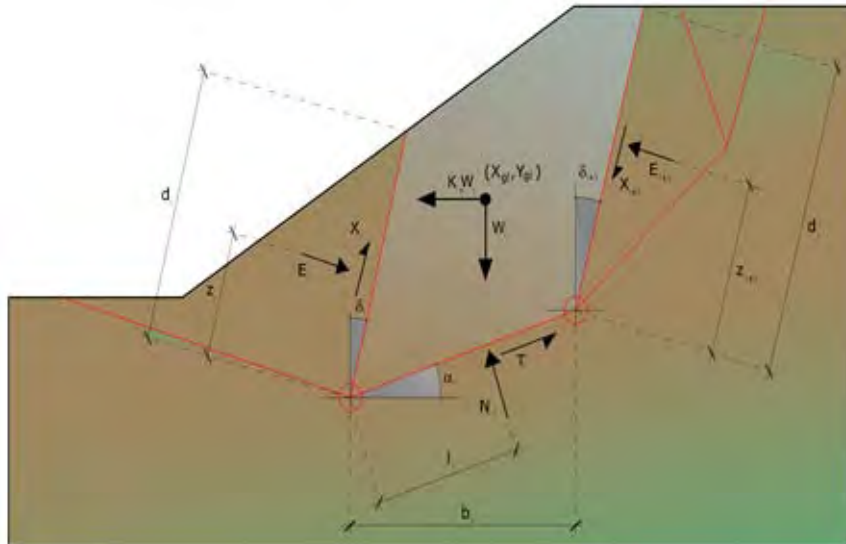
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

$$\sum \Delta X_i \cdot \tan(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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.

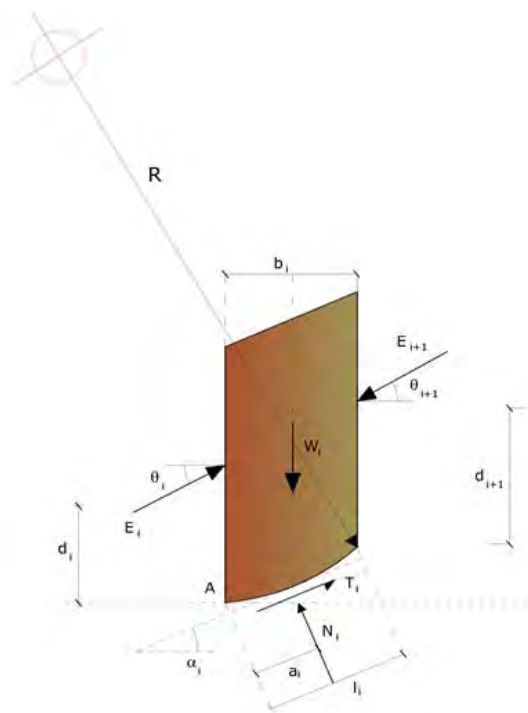
Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

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

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:

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

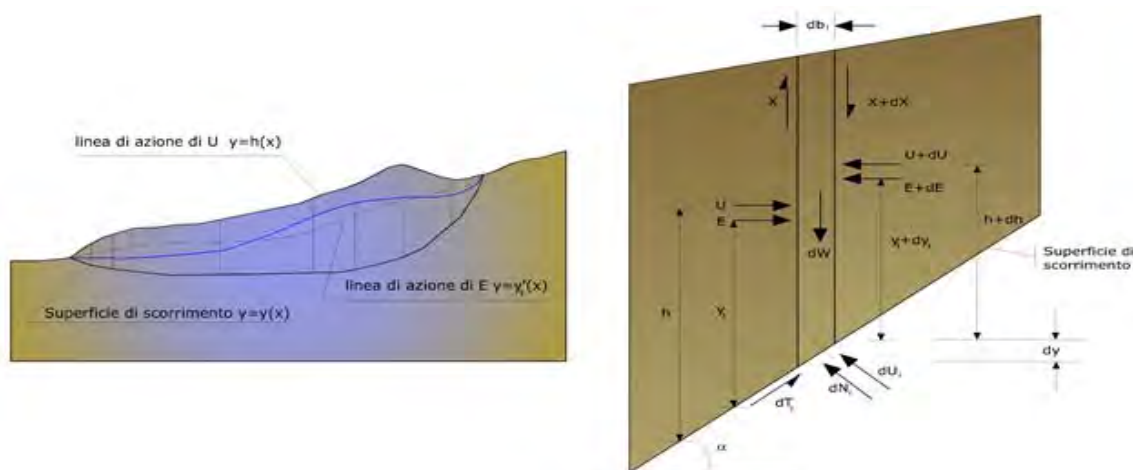
### Metodo di Morgenstern e Price (1965)

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**”:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



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.

### 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:

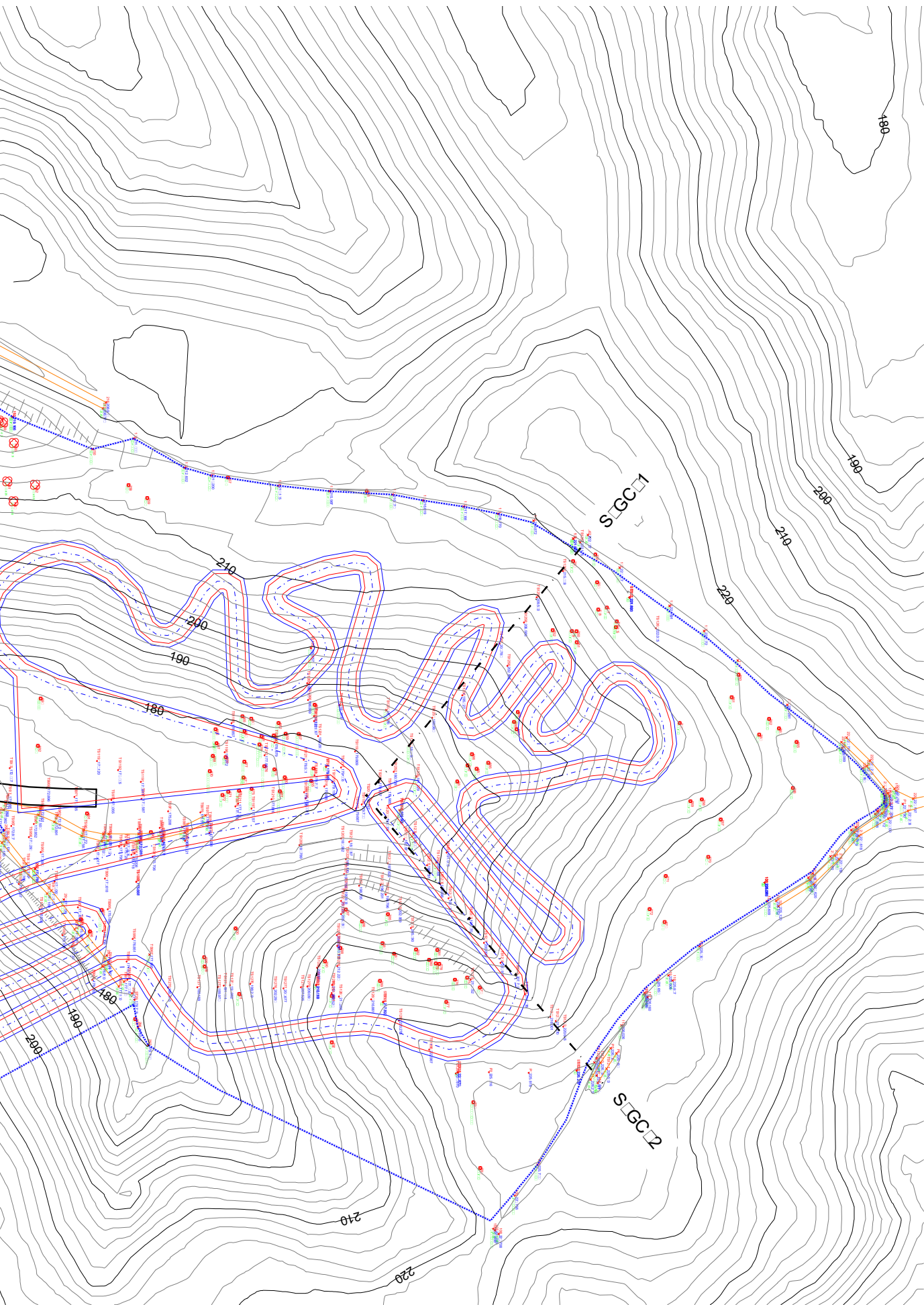
- **F<sub>H</sub>** e **F<sub>V</sub>** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K<sub>x</sub>** coefficiente sismico orizzontale;
- **K<sub>y</sub>** coefficiente sismico verticale.

#### **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×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

---



## SEZIONE 1

## Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,940921/8,303168
Normativa	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

## Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	89,34 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	97,34 m
Ascissa vertice destro superiore xs	121,23 m
Ordinata vertice destro superiore ys	124,76 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	0,16	2,59	0,16
S.L.D.	50,0	0,2	2,57	0,19
S.L.V.	475,0	0,41	2,67	0,29
S.L.C.	975,0	0,49	2,74	0,3

## 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.	0,288	0,2	0,0059	0,0029
S.L.D.	0,36	0,2	0,0073	0,0037
S.L.V.	0,738	0,2	0,0151	0,0075
S.L.C.	0,882	0,2	0,018	0,009

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,015  
 Coefficiente azione sismica verticale 0,008

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	48,14	66,38
2	55,34	66,38
3	74,06	69,86
4	79,22	71,54
5	88,22	74,54
6	89,78	75,5
7	98,06	80,18
8	102,97	82,34
9	127,57	90,38
10	129,13	90,74
11	139,69	93,62
12	149,41	95,66
13	166,81	102,61
14	175,69	107,17
15	179,05	108,73
16	182,65	108,85

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	48,14	61,1
2	50,9	61,1
3	55,34	61,22
4	62,42	62,18
5	74,18	64,82
6	79,22	66,5
7	88,46	69,74
8	97,94	71,78
9	102,73	72,38
10	127,57	76,1
11	139,81	77,54
12	166,93	80,06
13	175,93	80,66
14	182,65	81,13

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	48,14	57,62
2	50,9	57,74
3	62,3	58,46
4	74,06	61,34
5	79,34	63,26
6	88,46	67,1
7	97,82	68,66
8	102,73	69,02
9	127,69	72,74
10	139,69	74,06
11	166,93	76,34
12	175,81	76,82
13	182,65	77,3

**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	Si

**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 saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0	0	30	1800	1900	Sabbie di Asti	
2	0,5	2,5	28	2000	2100	Alterazione del substrato	
3	1	5	28	2100	2200	Substrato "Argille di Lugagnano"	

**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]****Fs minimo individuato****1,13**

Ascissa centro superficie	89,34 m
Ordinata centro superficie	97,34 m
Raggio superficie	21,68 m

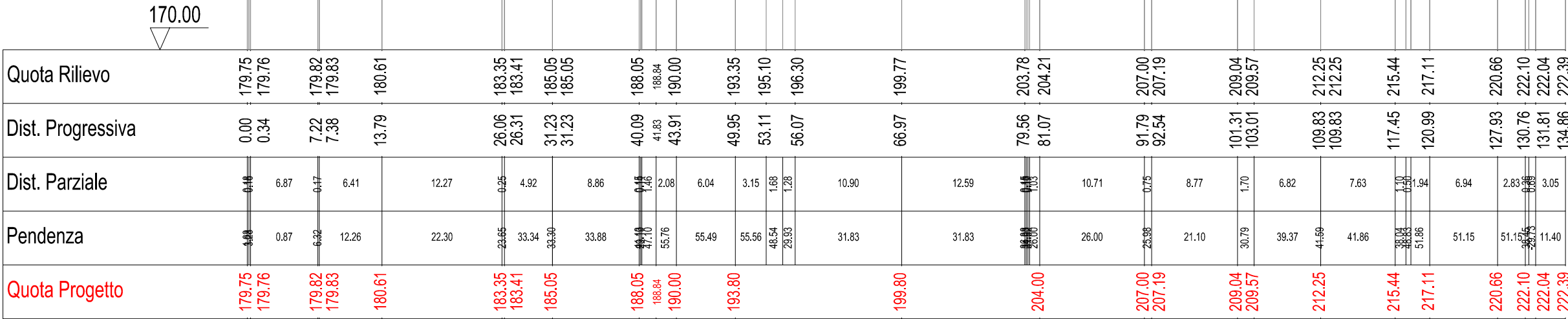
**xc = 89,343 yc = 97,343 Rc = 21,68 Fs=1,133**

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	1,57	4,1	1,58	1143,48	17,15	9,15	0,0	24,8	0,0	1107,9	543,3
2	1,57	8,3	1,59	3184,86	47,77	25,48	0,0	24,8	0,0	3005,0	1485,5
3	1,57	12,5	1,61	4891,34	73,37	39,13	0,0	24,8	0,0	4520,1	2264,9
4	1,57	16,8	1,64	6248,96	93,73	49,99	0,0	24,8	0,0	5687,6	2906,4
5	1,67	21,3	1,79	7681,01	115,22	61,45	0,0	24,8	0,0	6923,3	3636,1
6	1,48	25,9	1,65	7128,52	106,93	57,03	0,0	24,8	0,0	6403,4	3481,6
7	1,57	30,5	1,83	7152,63	107,29	57,22	0,0	24,8	0,0	6443,9	3657,5
8	1,86	35,9	2,3	7224,18	108,36	57,79	0,0	24,8	0,0	6586,4	3978,8
9	1,29	41,2	1,71	3525,35	52,88	28,2	0,0	24,8	0,0	3280,8	2133,9
10	1,57	46,5	2,29	1747,14	26,21	13,98	0,0	24,8	0,0	1674,8	1190,5



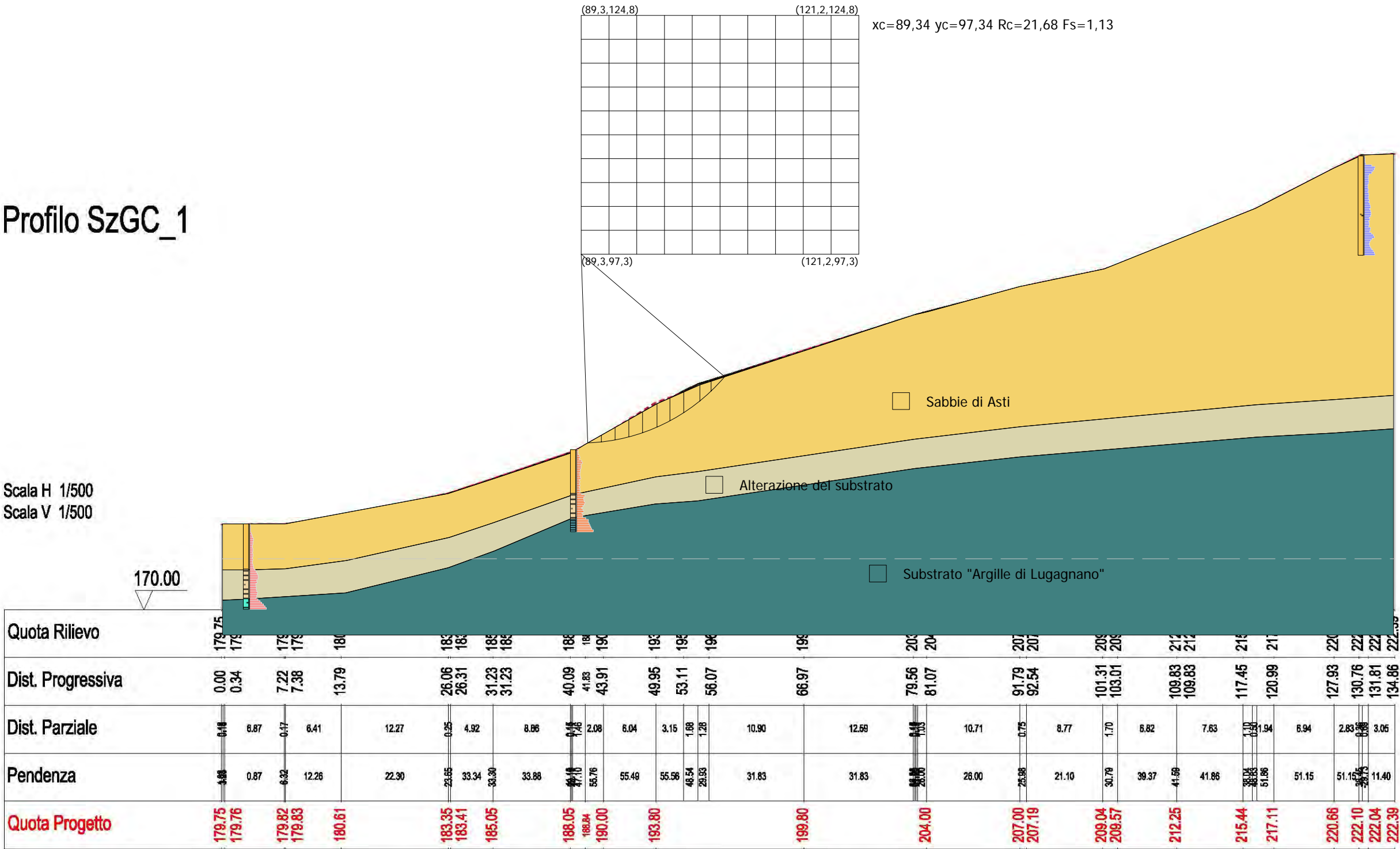
Profilo SzGC\_1

Scala H 1/500  
 Scala V 1/500



Profilo SzGC\_1

Scala H 1/500  
 Scala V 1/500



## SEZIONE 2

## Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,940921/8,303168
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

## Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	92,61 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	100,9 m
Ascissa vertice destro superiore xs	126,31 m
Ordinata vertice destro superiore ys	129,08 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	0,16	2,59	0,16
S.L.D.	50,0	0,2	2,57	0,19
S.L.V.	475,0	0,41	2,67	0,29
S.L.C.	975,0	0,49	2,74	0,3

## 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.	0,288	0,2	0,0059	0,0029
S.L.D.	0,36	0,2	0,0073	0,0037
S.L.V.	0,738	0,2	0,0151	0,0075
S.L.C.	0,882	0,2	0,018	0,009

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0151
Coefficiente azione sismica verticale	0,0075

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	49,05	70,82
2	59,15	71,97
3	71,85	74,0
4	86,57	78,18
5	94,79	81,07
6	97,68	81,93
7	101,29	83,81
8	106,19	85,11
9	112,83	87,85
10	117,16	88,86
11	122,79	91,02
12	124,23	91,6
13	133,61	96,07
14	138,09	97,37
15	141,69	99,25
16	146,31	100,26
17	149,63	101,99
18	162,62	107,04
19	164,21	107,62
20	168,39	111,08
21	175,61	113,82
22	183,54	115,84
23	185,56	116,42
24	188,16	117,14
25	190,9	117,29
26	193,64	117,43
27	196,96	117,29

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	49,05	65,49
2	59,01	66,35
3	60,74	66,64
4	85,7	72,98
5	94,79	74,28
6	97,68	74,86
7	101,29	75,73
8	123,08	78,18
9	133,76	79,48
10	138,52	80,06
11	151,07	81,07
12	162,91	82,08
13	183,54	83,37
14	196,96	84,53

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	49,05	62,16
2	59,15	63,17
3	60,88	63,46
4	85,7	69,81
5	94,65	70,96
6	122,93	74,43
7	138,37	76,16

8	162,76	78,76
9	183,69	80,2
10	196,96	81,21

**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	Si

**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 saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0	0	30	1800	1900	Sabbie di Asti	
2	0,5	2,5	28	2000	2100	Alterazione del substrato	
3	1	5	28	2100	2200	Substrato "Argille di Lugagnano"	

**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]****Fs minimo individuato****1,13**

Ascissa centro superficie	121,26 m
Ordinata centro superficie	110,76 m
Raggio superficie	19,29 m

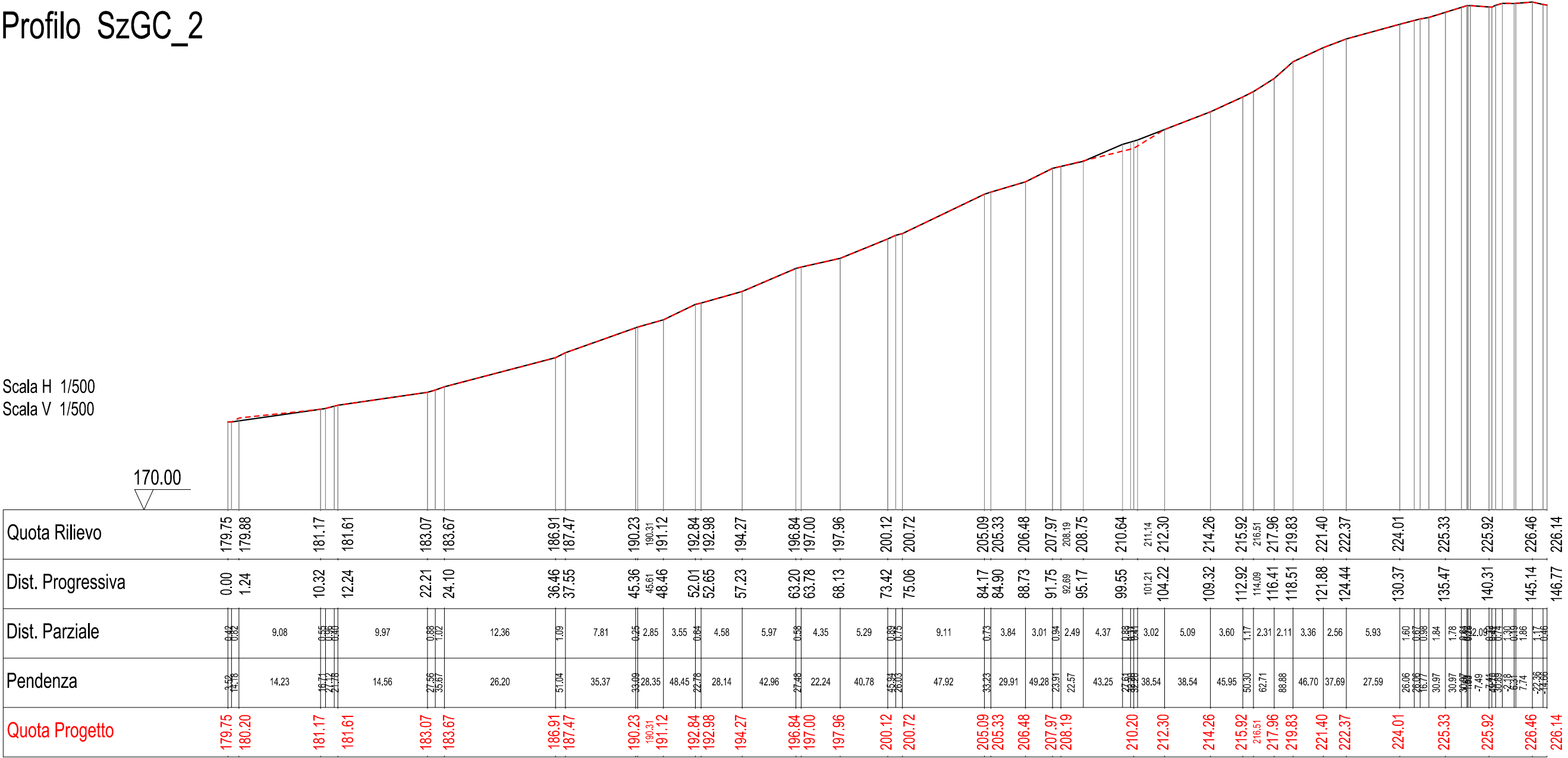
B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;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

**xc = 121,257 yc = 110,763 Rc = 19,289 Fs=1,129**

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	0,93	11,3	0,94	224,07	3,38	1,68	0,0	24,8	0,0	208,1	104,1
2	0,93	14,1	0,96	612,74	9,25	4,6	0,0	24,8	0,0	562,4	284,5
3	0,93	17,0	0,97	920,12	13,89	6,9	0,0	24,8	0,0	836,8	429,2
4	0,93	19,9	0,99	1142,55	17,25	8,57	0,0	24,8	0,0	1031,9	538,3
5	0,93	22,8	1,01	1275,66	19,26	9,57	0,0	24,8	0,0	1147,2	610,6
6	0,93	25,8	1,03	1314,09	19,84	9,86	0,0	24,8	0,0	1179,8	643,1
7	0,93	29,0	1,06	1250,41	18,88	9,38	0,0	24,8	0,0	1124,0	630,1
8	0,93	32,2	1,09	1075,75	16,24	8,07	0,0	24,8	0,0	971,2	562,7
9	0,93	35,5	1,14	778,7	11,76	5,84	0,0	24,8	0,0	708,5	426,7
10	0,93	38,9	1,19	343,85	5,19	2,58	0,0	24,8	0,0	316,6	199,6

Profilo SzGC\_2

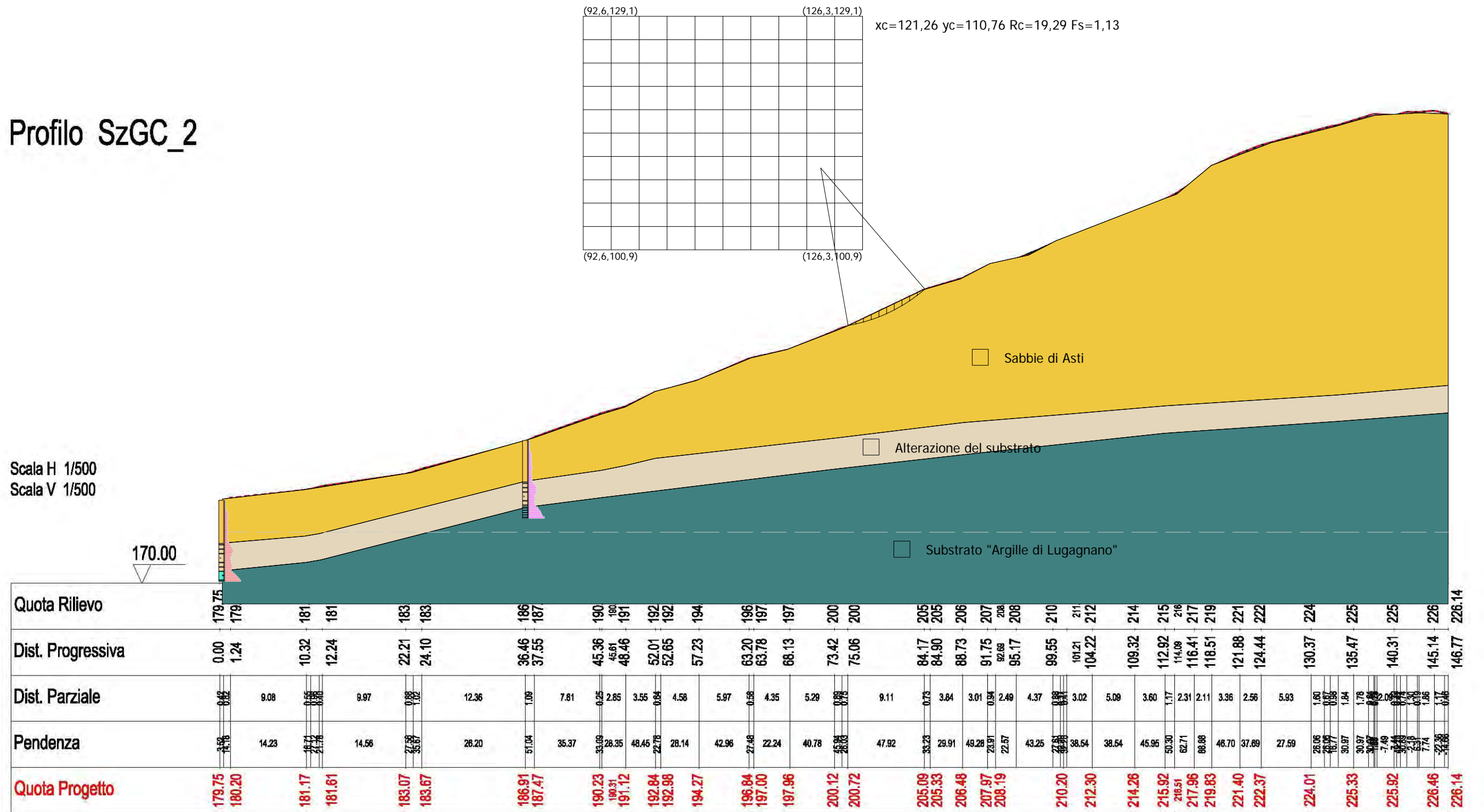
Scala H 1/500  
 Scala V 1/500





## Profilo SzGC\_2

Scala H 1/500  
Scala V 1/500



## 5. CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

---

Nel corso della presente indagine sono state descritte le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito ed è stata ricostruita la caratterizzazione geotecnica sui terreni. Tale caratterizzazione si è basata principalmente sui risultati di una campagna di indagini geognostiche *in situ*, consistita in n°4 Prove Penetrometriche DPSH dinamiche.

In base a tali risultati emerge chiaramente:

- la presenza di uno strato superficiale di natura sabbiosa potente circa 5,0 m rispetto il p.c. nella parte basale del versante collinare con discrete caratteristiche geomeccaniche (la potenza delle Sabbie di Asti raggiunge spessori fino a 30 m al culmine del rilievo collinare);
- successivamente si passa a materiali più consistenti rappresentanti il locale substrato argilloso delle "Argille di Lugagnano", dapprima alterate e via via più compatte e consistenti in profondità e con buone caratteristiche geotecniche.

Viene confermata sia la compatibilità delle opere in progetto con le caratteristiche geomeccaniche dei terreni, sia quella nei confronti della stabilità globale dei pendii *post-operam*: **valore minimo di  $F_s$  pari a 1,13.**

### Si consiglia:

- di porre particolare attenzione durante gli scavi ed i lavori, soprattutto in caso di forti precipitazioni, che potrebbero causare temporanei rigonfiamenti e problemi di stabilità dei fronti; si raccomandano, dunque, le più attente cautele nella esecuzione di scavi e sbancamenti.

Sulla base di quanto sopra espresso, in relazione ai disposti previsti dalla normativa di cui al D.M. LL.PP. 11/03/1988 n. 47 e relative istruzioni applicative emanate con Circolari LL.PP. 24/09/88 n. 30483 si ritiene che le

opere in progetto, così come rappresentate negli elaborati progettuali visionati, se realizzati secondo le corrette regole costruttive e le prescrizioni specificate, non inducono modificazioni al preesistente assetto geologico ed idrogeologico del sito e del suo immediato contorno; pertanto se ne attesta la fattibilità geologica, geomorfologica e geotecnica.

Asti, 9 aprile 2018

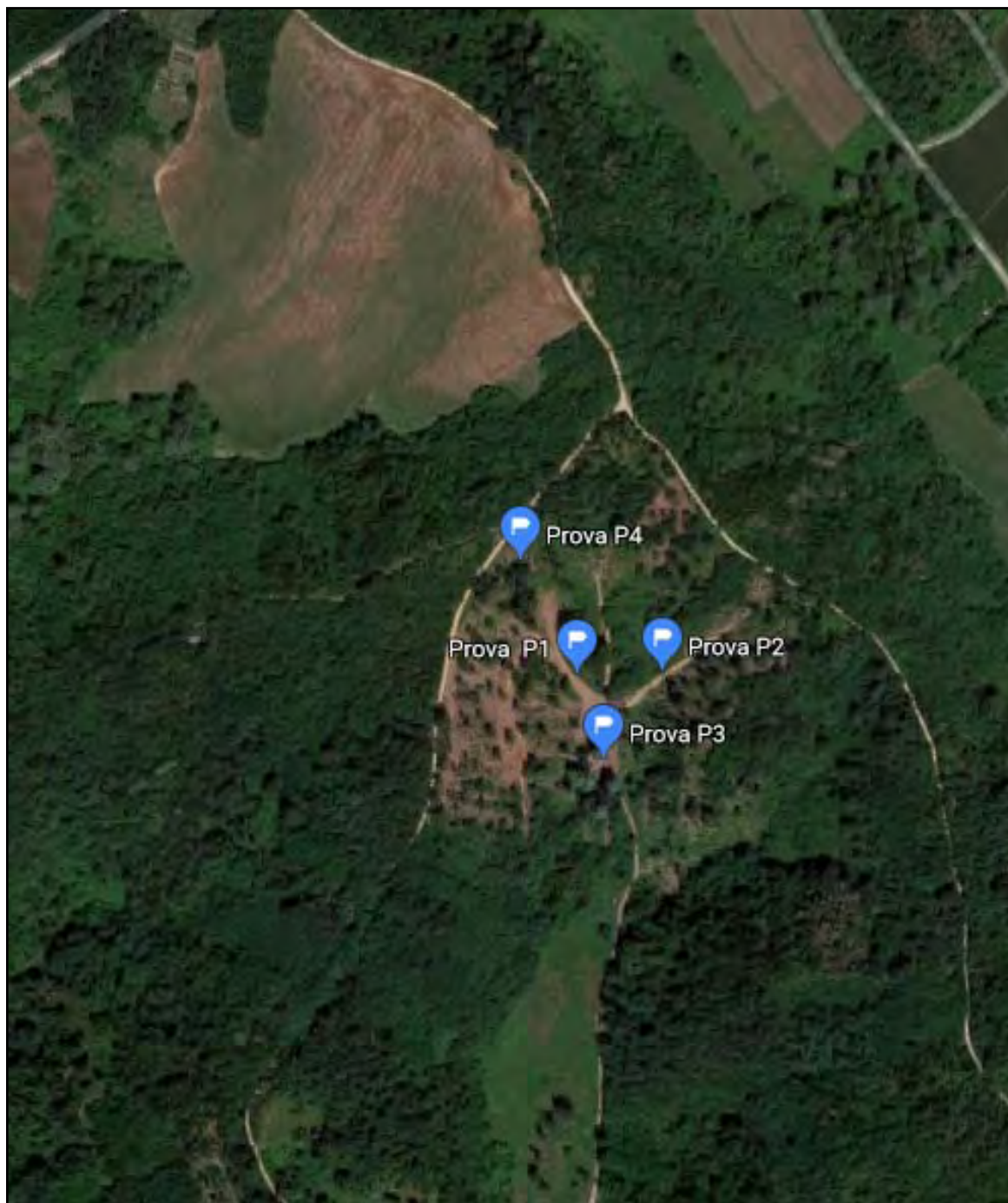
Il geologo  
*(Dott. Geol. Massimo Castellaro)*

## SOMMARIO

1. Premessa e localizzazione dell'area d'intervento .....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2. Inquadramento geologico e geomorfologico.....	5
3. Inquadramento idrogeologico .....	13
4. Geotecnica e verifiche di stabilità versante .....	16
5. Conclusioni e prescrizioni .....	63

## ALLEGATI

- Foto aerea dell'area in oggetto con ubicazione prove penetrometriche (tratta da Google Earth);
- Documentazione fotografica.



UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE





Prova Nr.1



Prova Nr.2





Prova Nr.3



Prova Nr.4

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI ASTI



**COMUNE DI CASTAGNOLE MONFERRATO**

Proponente:

**MONFERRATO S.R.L. di Grasso Gaja**

Asti, Fraz. Revignano n. 158/B

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO  
SPORTIVO - MOTORISTICO FUORISTRADA**

**Risposta alla richiesta Integrazioni  
da parte della Regione Piemonte**

**RELAZIONE GEOLOGICA**



"CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO" AI SENSI  
DELL'ART. 6.2.1. DEL D.M. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

**INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E  
MODELLAZIONE GEOTECNICA**

AI SENSI DELL'ART. 6.2.2. DEL D.M. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"  
D.M. 11/03/88 N. 47 E S.M.I.; L.R. 45/89

Asti, 5 giugno 2019

Il Tecnico incaricato



**Dott. Geol. Massimo Castellaro**

Iscrizione Albo dei Geologi Professionisti del Piemonte Sez. A n. 573

Via E. Giovanelli, 28 – 14100 ASTI

Tel. e fax: 0141 351106 – Cell. 393 9558998

email: massimo.castellaro@geologi piemonte.it



## 1. PREMESSA

---

A seguito della richiesta integrazioni da parte della *Direzione Opere Pubbliche, Difesa del Suolo, Montagna, Foreste, Protezione Civile, Trasporti e Logistica - Settore Tecnico Regionale - Alessandria e Asti*, viene redatta la presente relazione a corredo degli atti riguardanti il *"Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico in Castagnole Monferrato, Frazione Valenzani."*

Nel dettaglio sono state sviluppate le seguenti tematiche:

- analisi litologica e geomorfologica di dettaglio;
- verifiche di stabilità dei versanti ai sensi delle "N.T.C. 2018" e analisi geotecnica dei terreni di posa delle fondazioni delle strutture prefabbricate;
- sezioni geologiche - stratigrafiche di dettaglio dell'area interessata dal progetto sulla scorta delle indagini geognostiche già realizzate, nonché loro ubicazione alla scala di progetto;
- indicazione circa la circolazione idrica sotterranea;
- per quanto attiene alla L.R. 45/89 è stata condotta una verifica idraulica dei tratti di fosso da intubare e dell'attraversamento sotto il rilevato.

Per quanto riguarda i riferimenti al P.R.G.C. vigente si rimanda alla relazione Geologico - Tecnica a corredo degli atti riguardanti la proposta di Variante Semplificata contenente, inoltre, l'adeguamento alla normativa geologica.

## 2. ANALISI LITOLOGICA E GEOMORFOLOGICA DI DETTAGLIO

---

### 2.1. Assetto litologico di dettaglio

Dal punto di vista litologico e litostratigrafico (come emerso dalle indagini geognostiche *in situ*) l'area è contraddistinta dalle seguenti unità, dall'alto (piano campagna) verso il basso:

- **Sabbie di Asti** costituite da sabbie medio-fini permeabili talora con livelli cementati (dal locale piano campagna per una potenza intorno ai 5 m nel settore di fondovalle, fino ad oltre 30 m nei settori di cresta collinare);
- **Fascia di alterazione** costituente il passaggio tra le Sabbie di Asti e le sottostanti Argille di Lugagnano con potenza mediamente intorno a 3-4 m e contraddistinte prevalentemente da limi sabbiosi a bassa permeabilità;
- **Argille di Lugagnano** costituite da argille marnose impermeabili di colore grigio-blu, a partire da circa 8 m dal locale p.c. nei settori di fondovalle mentre si rinvencono a profondità di oltre 30 m nei settori di cresta collinare.

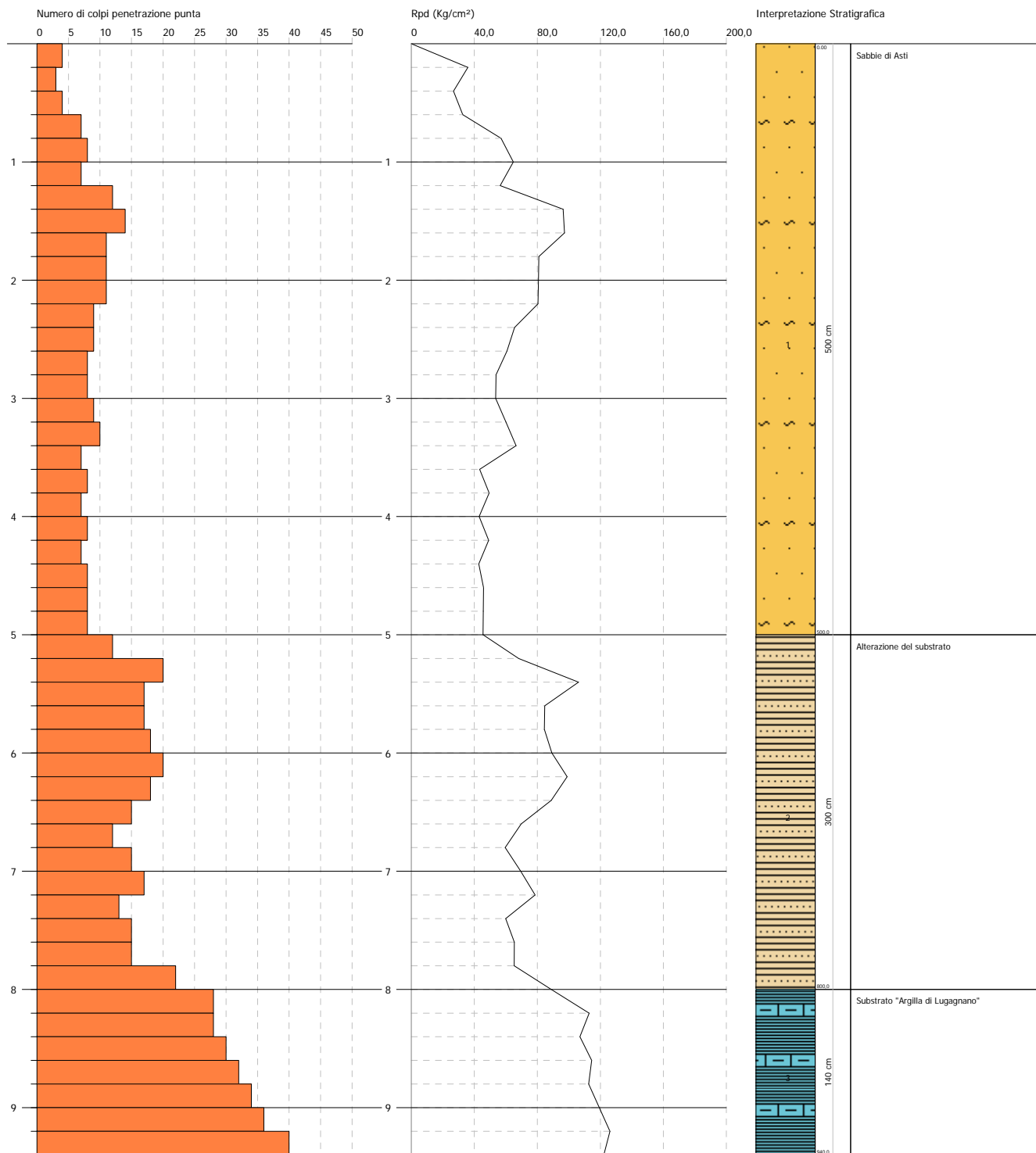
Le Sabbie di Asti, con giaciture nell'area in esame immergenti verso S-SE e inclinazioni di circa 10-15°, mostrano spessori fino ad oltre 30 m nei settori di cresta collinare, mentre si riducono gradualmente verso i settori di fondovalle dove risultano essere mediamente intorno ai 5 m di spessore. Seguono le stratigrafie di dettaglio desunte dalle prove penetrometriche dinamiche: la Prova Nr.4 ubicata in cresta collinare e spinta fino a 11,4 m di profondità ha attraversato unicamente le Sabbie di Asti (STRATO 1), mentre le Prove Nr.1, Nr.2, Nr.3 ubicate nei settori basali collinari e di fondovalle mostrano spessori intorno ai 5,0 m delle Sabbie di Asti (STRATO 1), cui segue una fascia di alterazione/transizione potente circa 3-4 m (STRATO 2) e infine le "Argille di Lugagnano" (STRATO 3) a partire da circa 8 m dal locale p.c.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

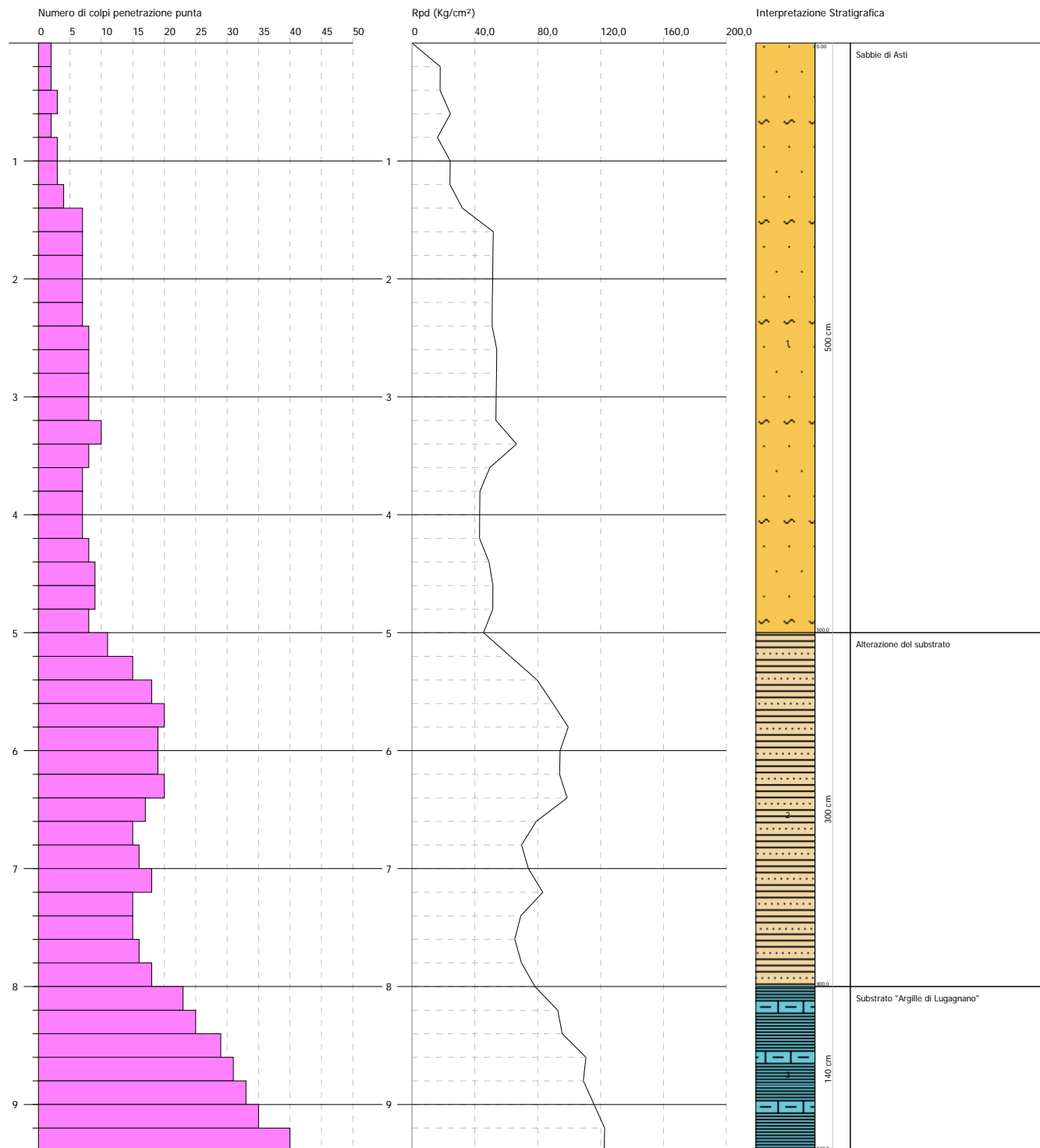


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

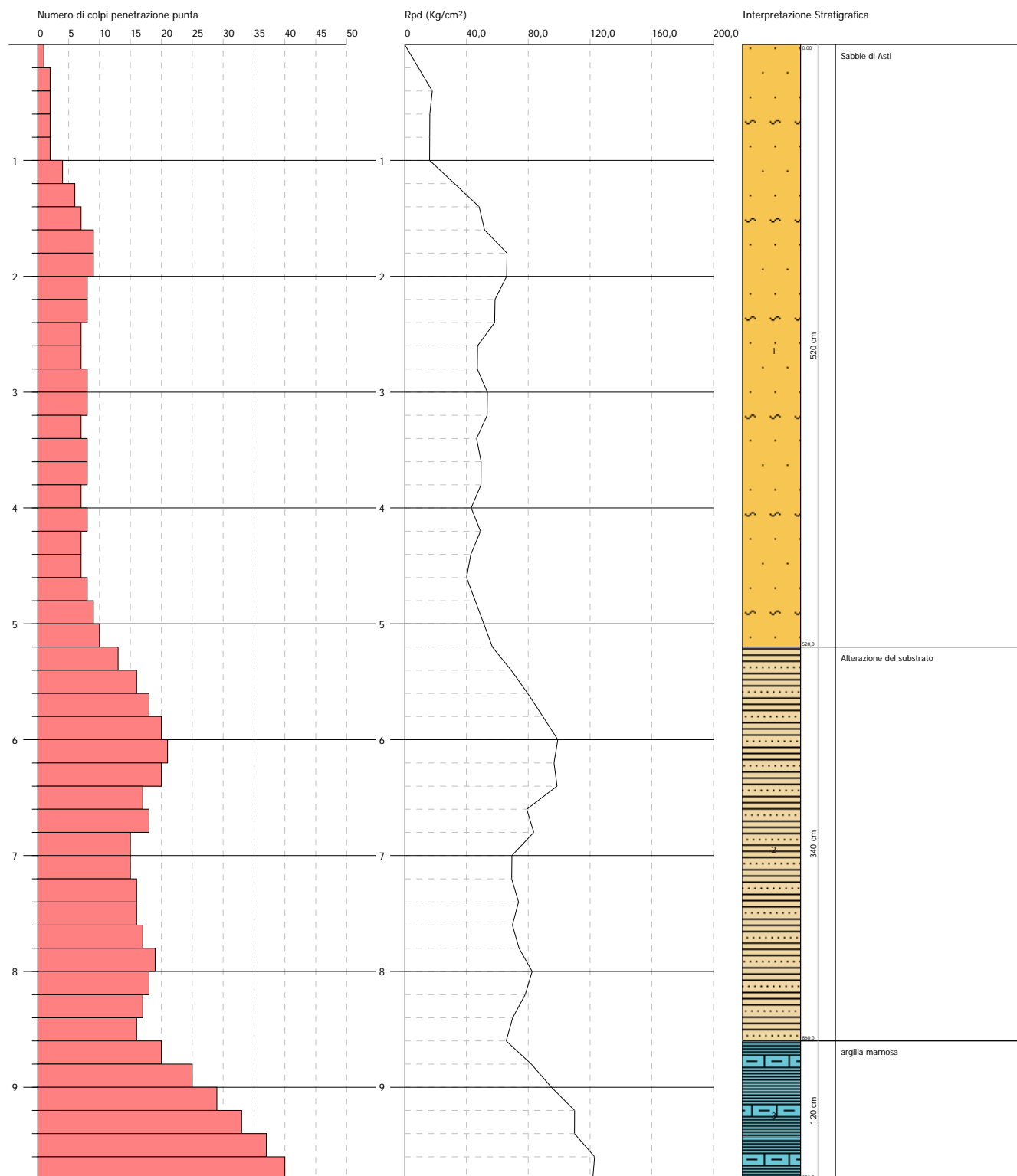


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3  
Strumento utilizzato... DPH TG 63-200 PAGANI

Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:50

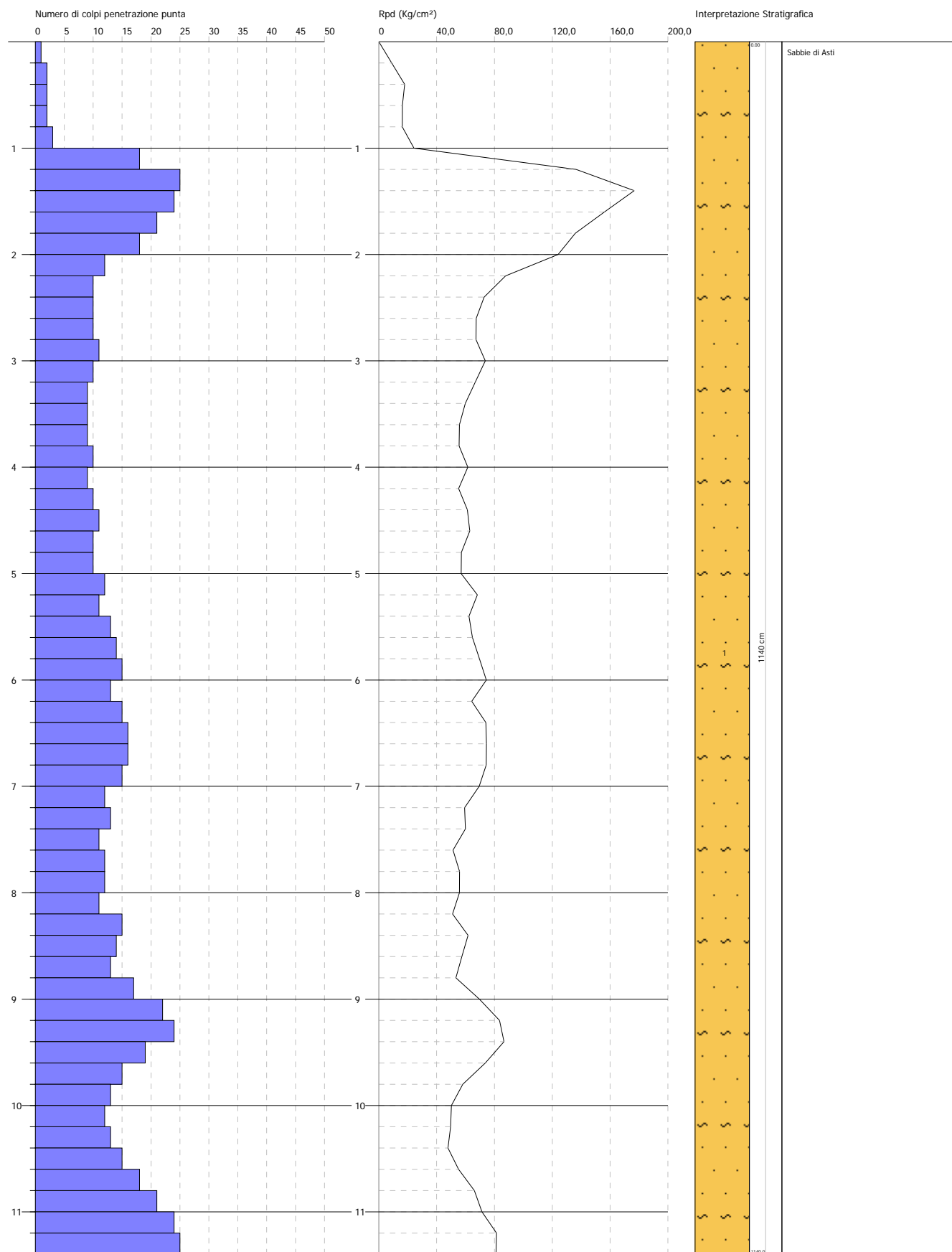


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

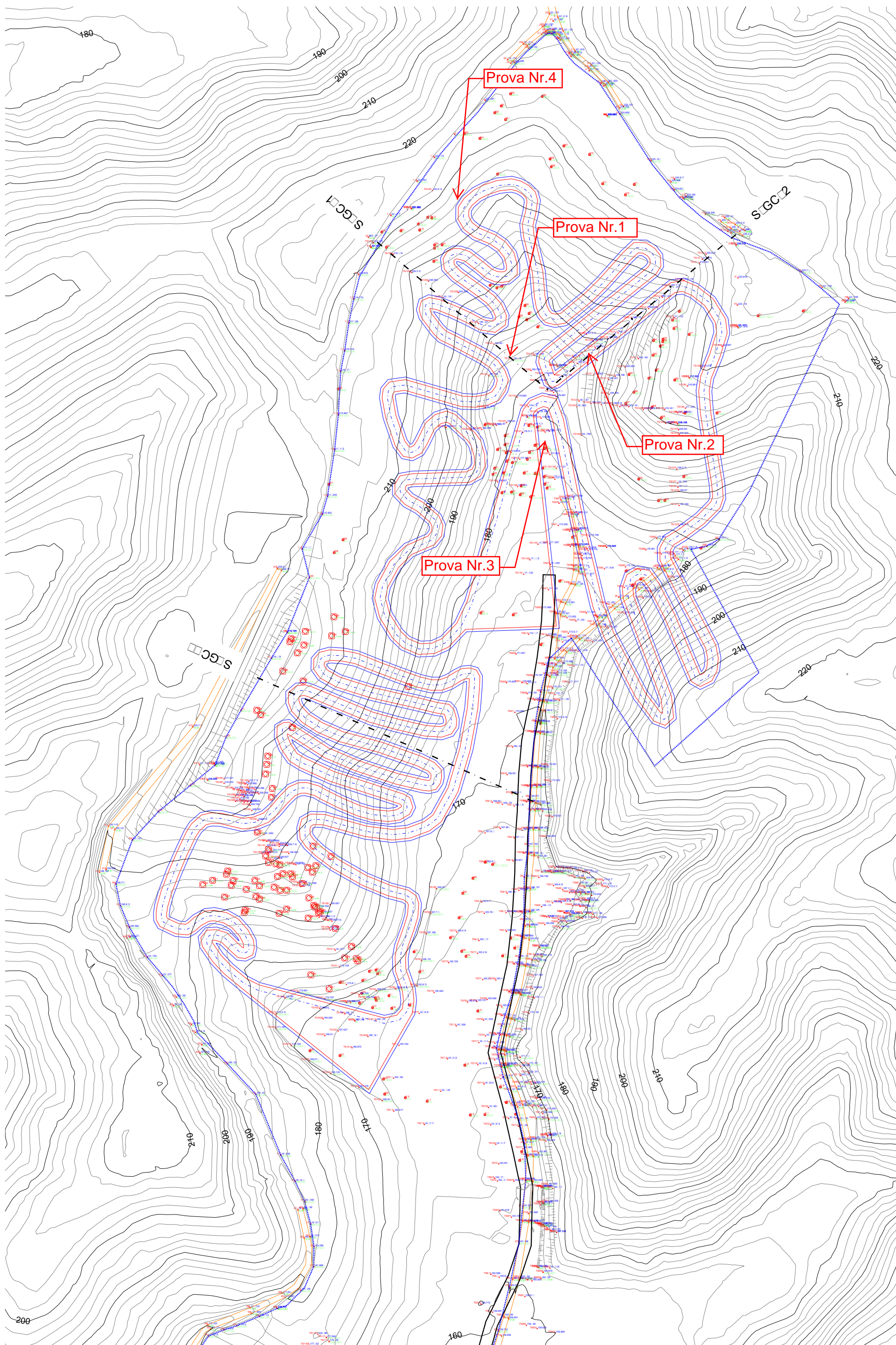
Committente: MONFERRATO S.R.L.  
Cantiere: Progetto per la realizzazione di impianto sportivo - motoristico  
Località: Fraz. Valenzani - Castagnole Monferrato (AT)

Data: 25/01/2018

Scala 1:51







UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE E TRACCIA DELLE SEZIONI STRATIGRAFICHE PER VERICHE DI STABILITA'



## **2.2. Assetto geomorfologico di dettaglio**

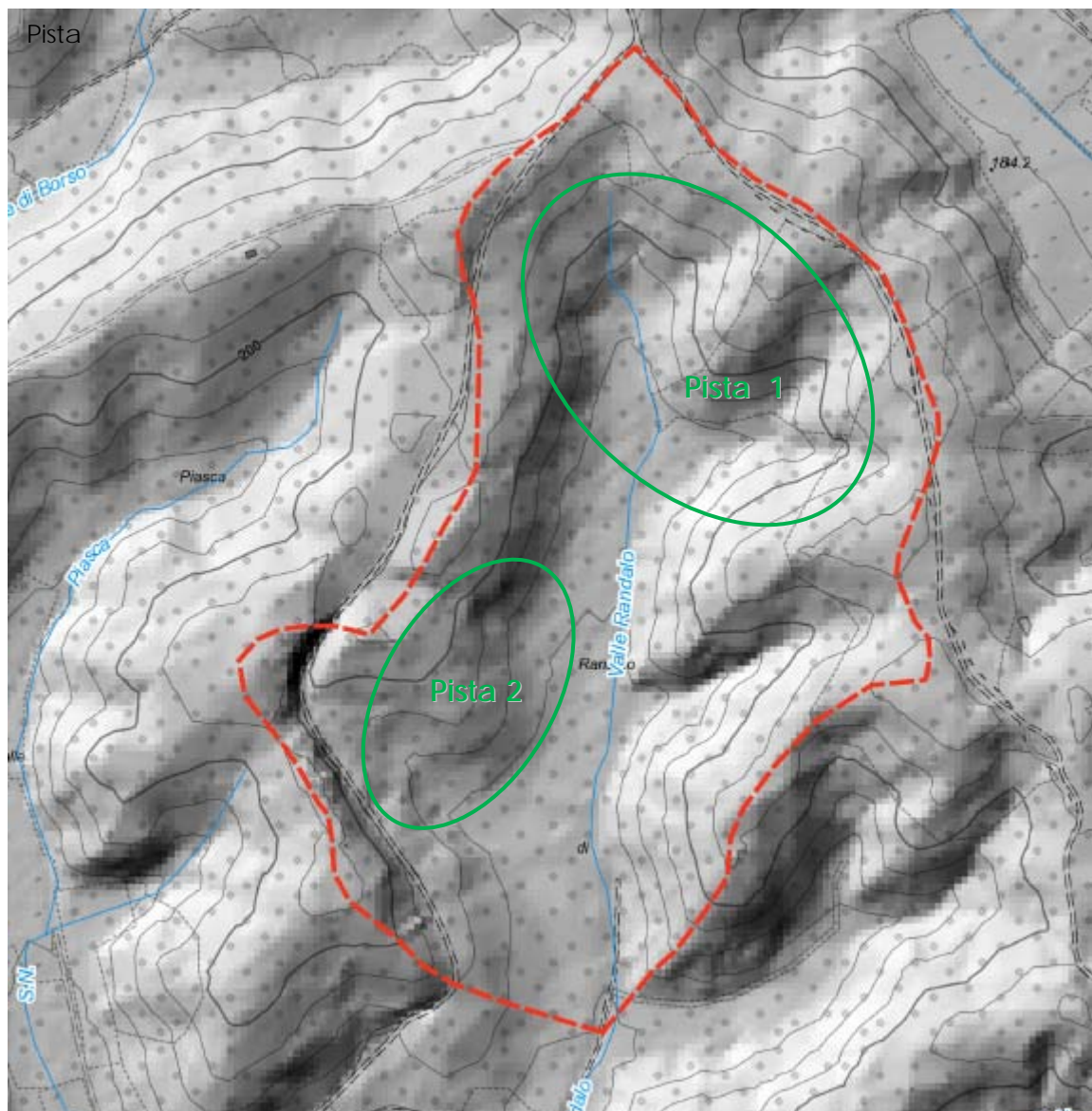
L'assetto del paesaggio, caratteristico delle colline del "Monferrato", nel suo insieme è direttamente condizionato sia da fattori esterni, quali agenti atmosferici e acque superficiali, e sia da elementi intrinseci, legati alla natura delle rocce presenti e al loro assetto tettonico - strutturale; i luoghi in questo territorio tendono ad essere incisi da erosione meteorica, attraverso fenomeni di ruscellamento e da infiltrazione delle stesse.

La morfologia dei luoghi è legata alla diversa erodibilità dei materiali litologici presenti che influenzano localmente i profili dei versanti, con sviluppo di morfologie più dolci (crinali arrotondati) in corrispondenza delle rocce meno coerenti e versanti più ripidi in corrispondenza degli depositi più compatti. Nel caso in esame, il paesaggio morfologico dei luoghi è legato alla natura degli antichi depositi sabbiosi di origine marina appartenenti al substrato terziario, su cui si sono modellate, a opera dell'erosione, le forme dei versanti collinari caratterizzati da dislivelli limitati ma pendenze piuttosto elevate, e da un reticolo secondario drenante molto complesso e articolato, contraddistinti da fondovalle intracollinari di forma stretta e allungata.

Il sito interessato dall'intervento in progetto si colloca all'interno della Valle Randalo, solcata dall'omonimo Rio, che scorre in direzione circa N-S, per poi confluire nel Rio Quarto poco più a valle (figuri seguenti); in merito alle quote altimetriche, nel bacino identificato, queste variano da un massimo di circa 225 mt in testata ed un minimo di circa 165 mt in corrispondenza della chiusura di bacino identificata in funzione dell'opera in progetto.



**Figura 1** – Valle Randolo (Castagnole Monferrato - AT)  
(fonte: <https://www.google.it/maps/>)



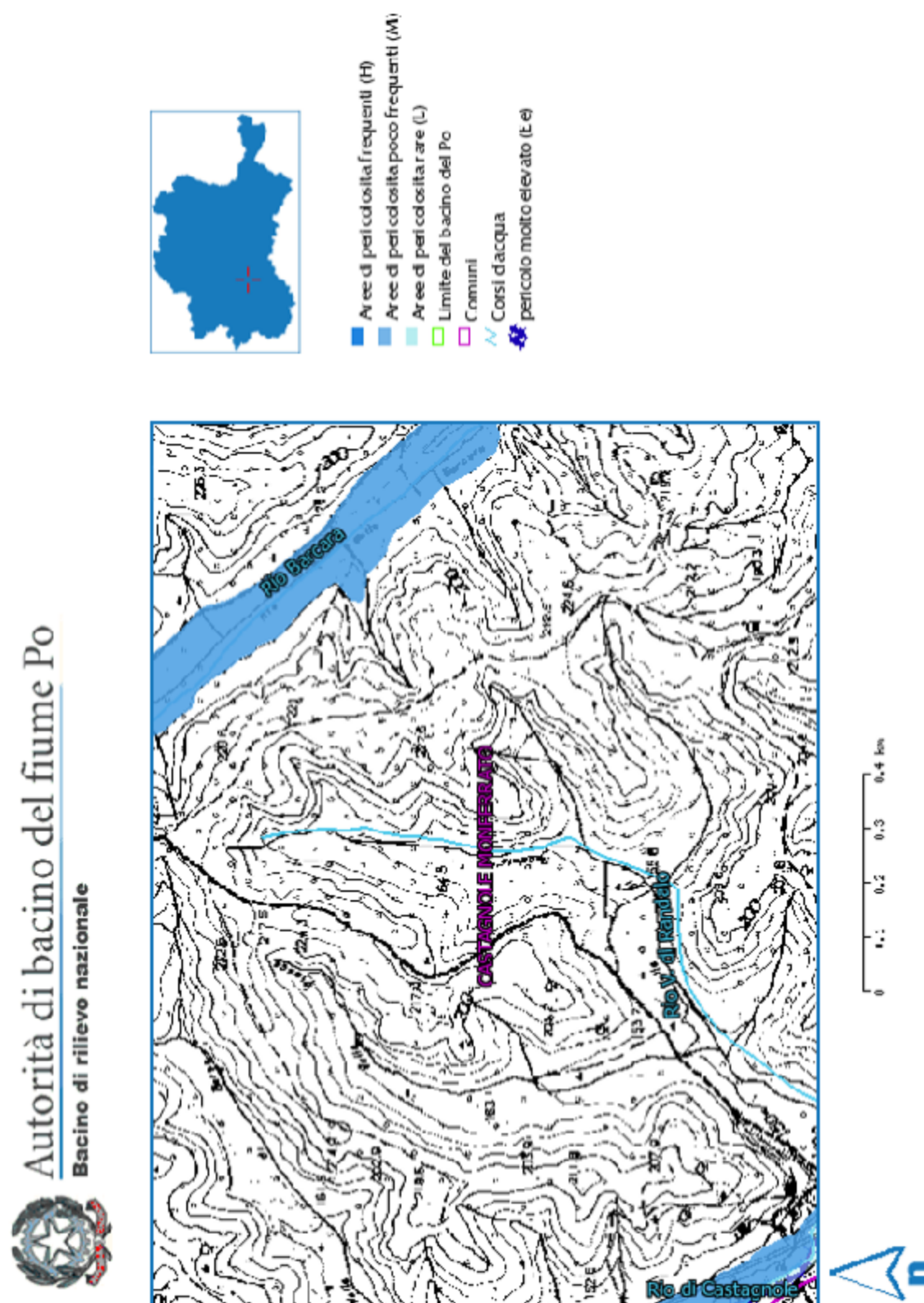
**Figura 2** - Rappresentazione del Bacino idrografico sotteso all'area di intervento (sfondo cartografico BDTR e Rilievo Ombreggiato formato WSM Arpa-Piemonte) (figura fuori scala).

Più in dettaglio le opere in progetto comprendono due piste di nuova realizzazione ubicate, la principale, con sviluppo aerale maggiore, in corrispondenza essenzialmente della testata della valle sia in destra e sia in sinistra orografica del Rio Randalo (Pista 1), e la seconda si sviluppa totalmente sul versante in destra idrografica (Pista 2).

I processi morfologici caratteristici del territorio sono legati all'erosione delle acque di dilavamento ed incanalate, ed ai movimenti lungo i versanti. L'analisi geomorfologica dei luoghi è stata condotta attraverso diversi







### **3. CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA**

---

I terreni in posto afferenti alla "Formazione delle Sabbie di Asti" risultano avere una buona permeabilità e, data la situazione litostratigrafica locale, le acque di infiltrazione superficiale si vanno a convogliare nei settori di fondovalle al contatto con le sottostanti "Argille di Lugagnano", di natura impermeabile, le quali rappresentano la base della prima falda freatica.

Nel caso in esame, nei settori di versante collinare non sono segnalati livelli piezometrici; le misure freaticometriche effettuate all'interno dei fori di sondaggio delle prove penetrometriche hanno confermato l'assenza della falda superficiale, ad eccezione del settore di fondovalle dove si presume la presenza di una falda freatica a quote intorno a 7/8,00 m dal locale p.c, al contatto con il substrato impermeabile afferente alle "Argille di Lugagnano". In tale contesto si sono ubicati i pozzi in progetto.

Nelle porzioni inferiori, si può rinvenire un complesso acquifero profondo, attribuibile alla Formazione delle ARGILLE AZZURRE di potenza intorno ai 100,00 m. Tale complesso è caratterizzato da alternanze di limi sabbiosi e da sabbie limose medio-fini con limi argillosi, sede talora di acquiferi semiconfinati (*aquitard*).

## 4. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI

---

Nel presente capitolo verranno esposte le verifiche di stabilità dei versanti, rielaborate in ottemperanza delle N.T.C. 2018.

Per tanto, in corrispondenza delle **sezioni 1 e 2** di progetto (quelle rappresentative le situazioni più sfavorevoli dal punto di vista geomorfologico), è stata verificata la stabilità dei pendii *post operam* secondo la normativa vigente.

**Il fattore di sicurezza minimo raggiunto è stato pari a 1,13; tale risultato consente di confermare la stabilità globale dei versanti interessati in quanto superiore all'unità prevista dalla norma.**

---

### 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)

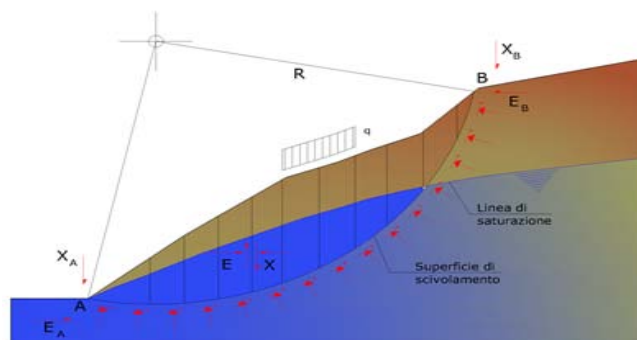
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate 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 concii.



### 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.

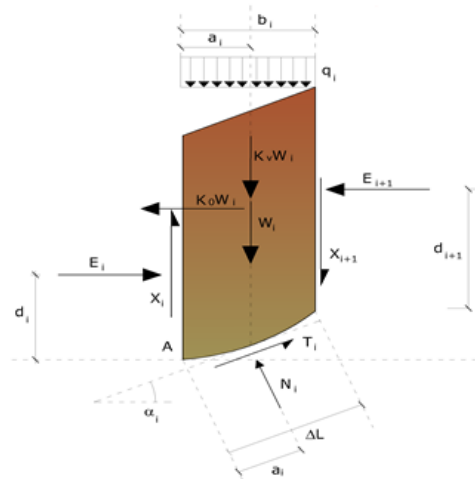
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### 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:

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

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

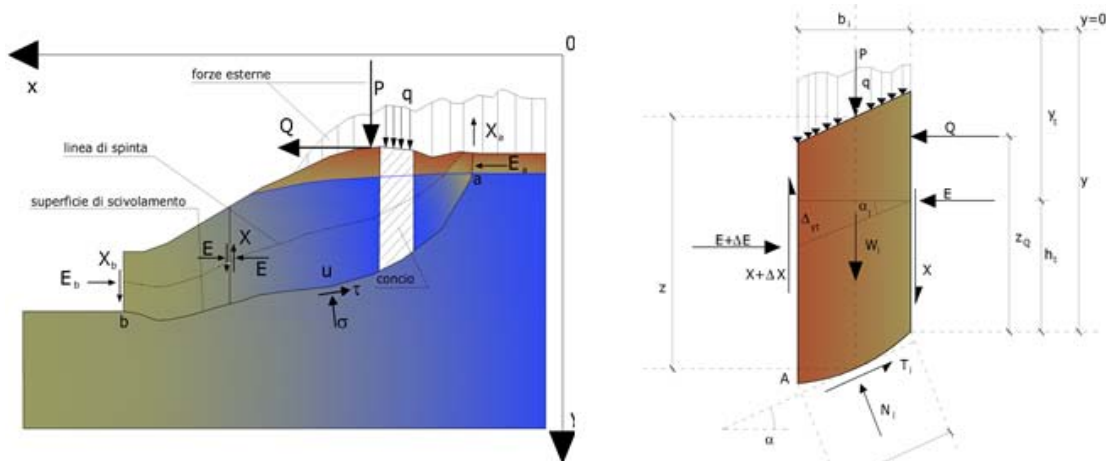
I valori di F e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli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

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

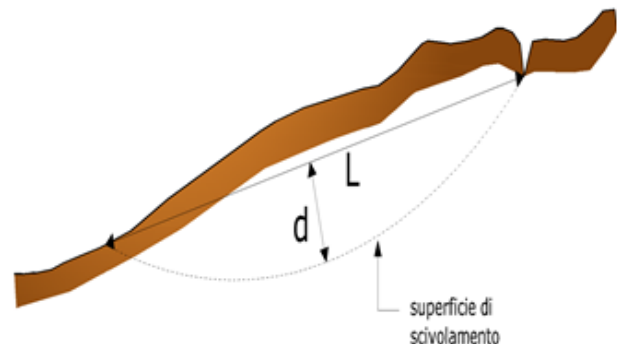
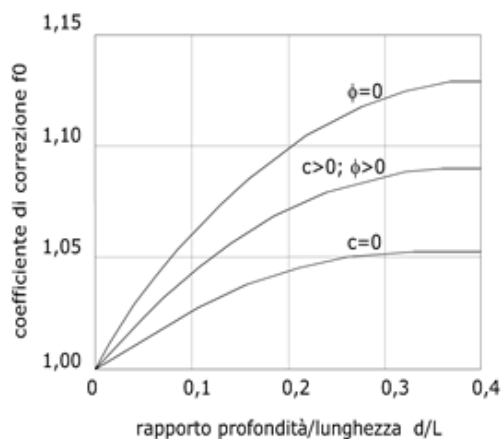


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo  $\Delta X_1 = 0$  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<sub>i</sub>** = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

**φ<sub>i</sub>** = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

**L<sub>i</sub>** = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

**u<sub>ci</sub>** = 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:

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

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<sub>0</sub>** ed **x<sub>n</sub>** sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre **x<sub>ci</sub>** 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<sub>z</sub>** g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - **K<sub>z</sub>**).

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

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

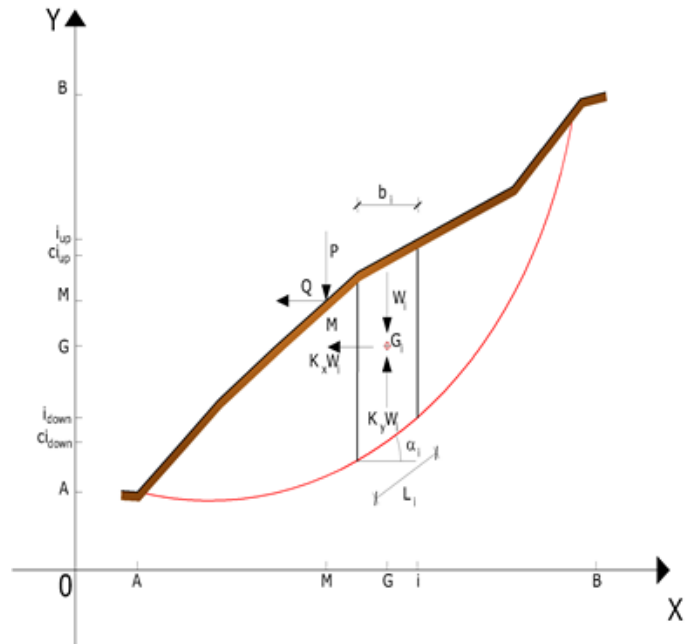
La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza **F**, sostituendo l'espressione di **N<sub>i</sub>** e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario **C<sub>3</sub>**. 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<sub>C</sub>**) 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  $N_i$  agisce 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:

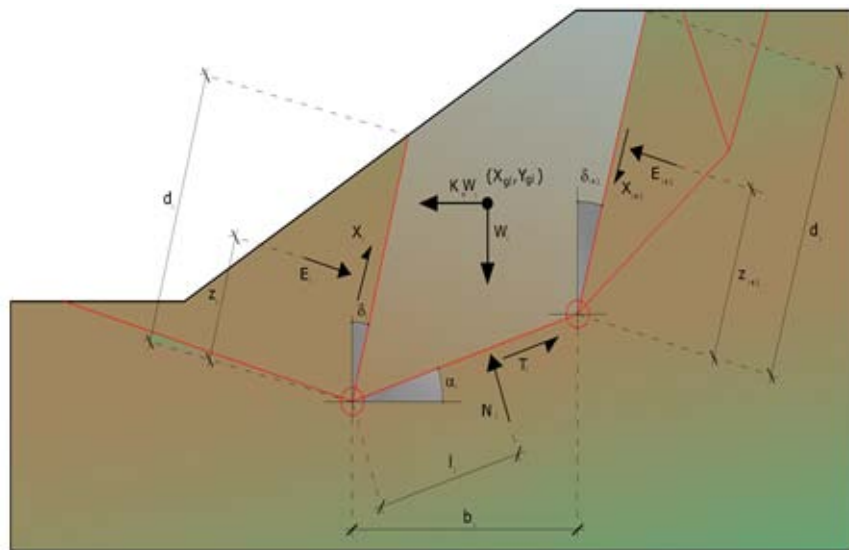
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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:

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

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:

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

forza d'interazione fra i conci;

$R$  = raggio dell'arco di cerchio;

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

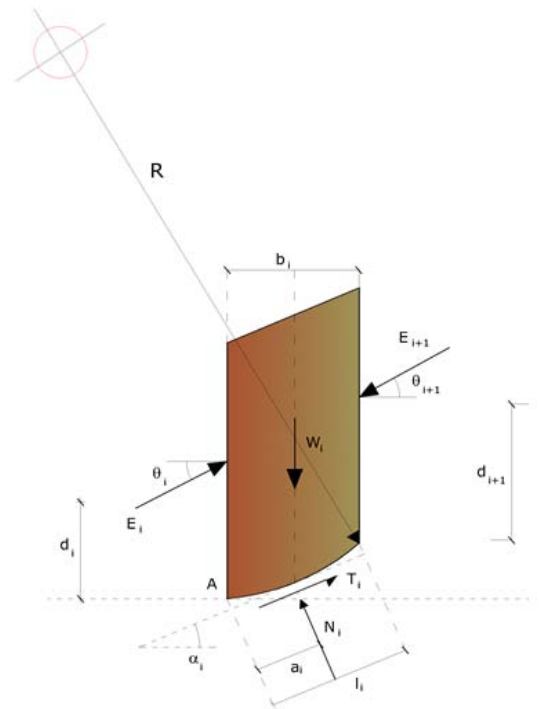
Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

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

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:



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

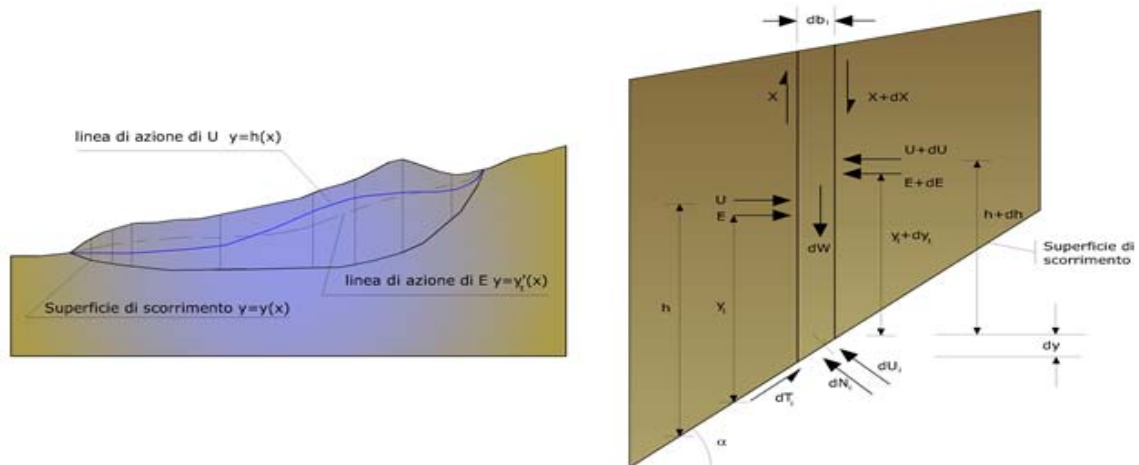
### Metodo di Morgenstern e Price (1965)

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, sinusoidale, semisinusoidale, 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**”:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



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.

### 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.

## SEZIONE 1

### Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,940921/8,303168
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

#### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore $x_i$	89,34 m
Ordinata vertice sinistro inferiore $y_i$	97,34 m
Ascissa vertice destro superiore $x_s$	121,23 m
Ordinata vertice destro superiore $y_s$	124,76 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	0,16	2,59	0,16
S.L.D.	50,0	0,2	2,57	0,19
S.L.V.	475,0	0,41	2,67	0,29
S.L.C.	975,0	0,49	2,74	0,3

**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.	0,288	0,2	0,0059	0,0029
S.L.D.	0,36	0,2	0,0073	0,0037
S.L.V.	0,738	0,2	0,0151	0,0075
S.L.C.	0,882	0,2	0,018	0,009

Coefficiente azione sismica orizzontale

0,015

Coefficiente azione sismica verticale

0,008

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	48,14	66,38
2	55,34	66,38
3	74,06	69,86
4	79,22	71,54
5	88,22	74,54
6	89,78	75,5
7	98,06	80,18
8	102,97	82,34
9	127,57	90,38
10	129,13	90,74
11	139,69	93,62
12	149,41	95,66
13	166,81	102,61
14	175,69	107,17
15	179,05	108,73
16	182,65	108,85

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	48,14	61,1
2	50,9	61,1
3	55,34	61,22
4	62,42	62,18
5	74,18	64,82
6	79,22	66,5
7	88,46	69,74
8	97,94	71,78
9	102,73	72,38
10	127,57	76,1
11	139,81	77,54
12	166,93	80,06
13	175,93	80,66
14	182,65	81,13

## Vertici strato .....2

N	X (m)	y (m)
1	48,14	57,62
2	50,9	57,74
3	62,3	58,46
4	74,06	61,34
5	79,34	63,26
6	88,46	67,1
7	97,82	68,66
8	102,73	69,02
9	127,69	72,74
10	139,69	74,06
11	166,93	76,34
12	175,81	76,82
13	182,65	77,3

## 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	Si

## 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 saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0	0	30	1800	1900	Sabbie di Asti	
2	0,5	2,5	28	2000	2100	Alterazione del substrato	
3	1	5	28	2100	2200	Substrato "Argille di Lugagnano"	

## Risultati analisi pendio [NTC 2018]

<b>Fs minimo individuato</b>	<b>1,13</b>
Ascissa centro superficie	89,34 m
Ordinata centro superficie	97,34 m
Raggio superficie	21,68 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 scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

$$x_c = 89,343 \quad y_c = 97,343 \quad R_c = 21,68 \quad F_s = 1,133$$

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	1,57	4,1	1,58	1143,48	17,15	9,15	0,0	24,8	0,0	1107,9	543,2
2	1,57	8,3	1,59	3184,86	47,77	25,48	0,0	24,8	0,0	3005,0	1485,0
3	1,57	12,5	1,61	4891,34	73,37	39,13	0,0	24,8	0,0	4520,3	2264,2
4	1,57	16,8	1,64	6248,96	93,73	49,99	0,0	24,8	0,0	5687,9	2905,5
5	1,67	21,3	1,79	7681,01	115,22	61,45	0,0	24,8	0,0	6923,6	3635,0
6	1,48	25,9	1,65	7128,52	106,93	57,03	0,0	24,8	0,0	6403,8	3480,6
7	1,57	30,5	1,83	7152,63	107,29	57,22	0,0	24,8	0,0	6444,5	3656,5
8	1,86	35,9	2,3	7224,18	108,36	57,79	0,0	24,8	0,0	6587,0	3977,8
9	1,29	41,2	1,71	3525,35	52,88	28,2	0,0	24,8	0,0	3281,2	2133,4
10	1,57	46,5	2,29	1747,14	26,2	13,98	0,0	24,8	0,0	1675,1	1190,2

## SEZIONE 2

### Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,940921/8,303168
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	92,61 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	100,9 m
Ascissa vertice destro superiore xs	126,31 m
Ordinata vertice destro superiore ys	129,08 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	0,16	2,59	0,16
S.L.D.	50,0	0,2	2,57	0,19
S.L.V.	475,0	0,41	2,67	0,29
S.L.C.	975,0	0,49	2,74	0,3

**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.	0,288	0,2	0,0059	0,0029
S.L.D.	0,36	0,2	0,0073	0,0037
S.L.V.	0,738	0,2	0,0151	0,0075
S.L.C.	0,882	0,2	0,018	0,009

Coefficiente azione sismica orizzontale

0,0151

Coefficiente azione sismica verticale

0,0075

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	49,05	70,82
2	59,15	71,97
3	71,85	74,0
4	86,57	78,18
5	94,79	81,07
6	97,68	81,93
7	101,29	83,81
8	106,19	85,11
9	112,83	87,85
10	117,16	88,86
11	122,79	91,02
12	124,23	91,6
13	133,61	96,07
14	138,09	97,37
15	141,69	99,25
16	146,31	100,26
17	149,63	101,99
18	162,62	107,04
19	164,21	107,62
20	168,39	111,08
21	175,61	113,82
22	183,54	115,84
23	185,56	116,42
24	188,16	117,14
25	190,9	117,29
26	193,64	117,43
27	196,96	117,29

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	49,05	65,49
2	59,01	66,35
3	60,74	66,64
4	85,7	72,98

5	94,79	74,28
6	97,68	74,86
7	101,29	75,73
8	123,08	78,18
9	133,76	79,48
10	138,52	80,06
11	151,07	81,07
12	162,91	82,08
13	183,54	83,37
14	196,96	84,53

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	49,05	62,16
2	59,15	63,17
3	60,88	63,46
4	85,7	69,81
5	94,65	70,96
6	122,93	74,43
7	138,37	76,16
8	162,76	78,76
9	183,69	80,2
10	196,96	81,21

**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	Si

**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 saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0	0	30	1800	1900	Sabbie di Asti	
2	0,5	2,5	28	2000	2100	Alterazione del substrato	
3	1	5	28	2100	2200	Substrato "Argille di Lugagnano"	

**Risultati analisi pendio [NTC 2018]**

<b>Fs minimo individuato</b>	<b>1,13</b>
Ascissa centro superficie	121,26 m
Ordinata centro superficie	110,76 m
Raggio superficie	19,29 m



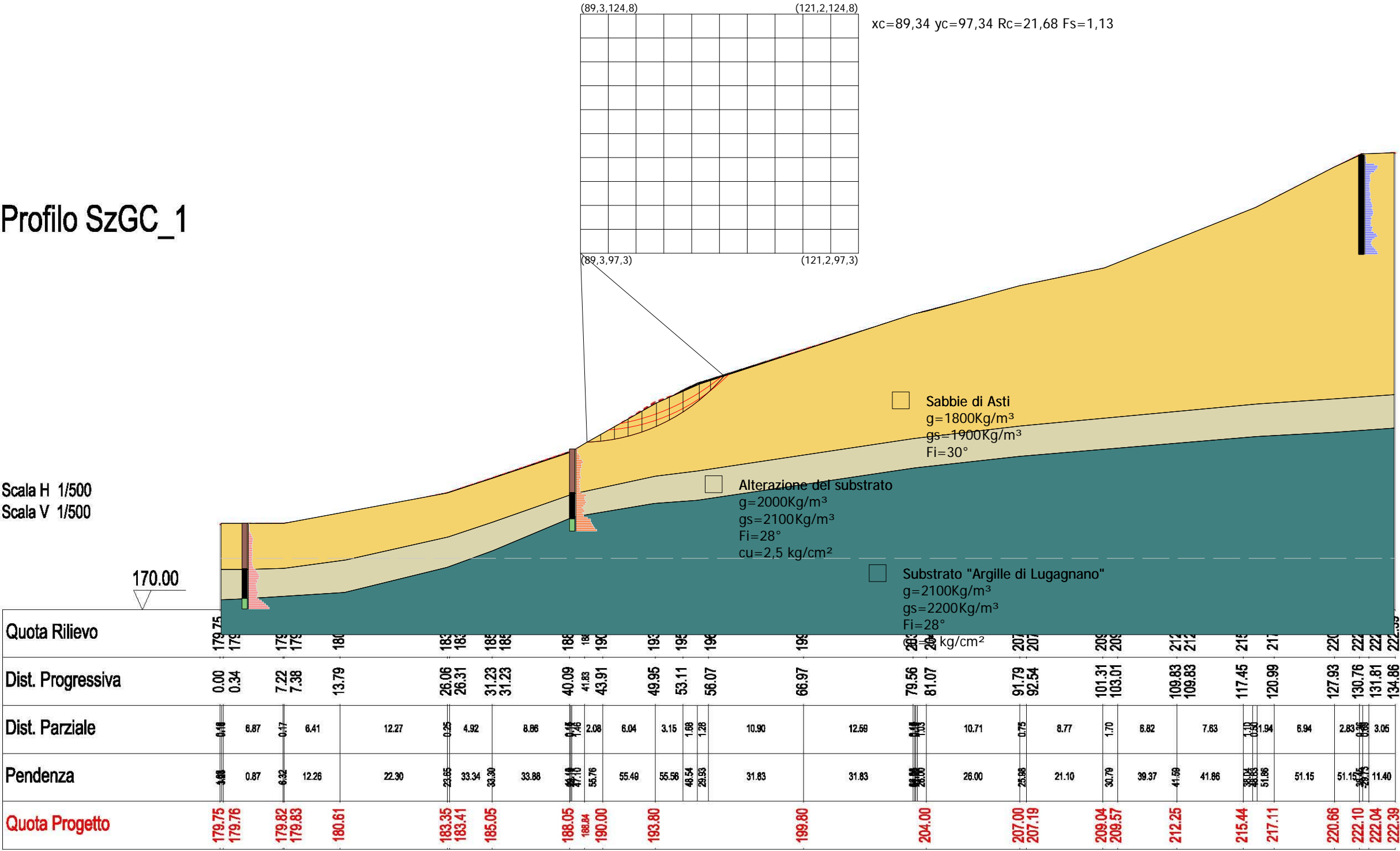
B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;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

**xc = 121,257 yc = 110,763 Rc = 19,289 Fs=1,129**

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	0,93	11,3	0,94	224,07	3,38	1,68	0,0	24,8	0,0	208,1	104,1
2	0,93	14,1	0,96	612,74	9,25	4,6	0,0	24,8	0,0	562,4	284,5
3	0,93	17,0	0,97	920,12	13,89	6,9	0,0	24,8	0,0	836,8	429,2
4	0,93	19,9	0,99	1142,55	17,25	8,57	0,0	24,8	0,0	1031,9	538,3
5	0,93	22,8	1,01	1275,66	19,26	9,57	0,0	24,8	0,0	1147,2	610,6
6	0,93	25,8	1,03	1314,09	19,84	9,86	0,0	24,8	0,0	1179,8	643,1
7	0,93	29,0	1,06	1250,41	18,88	9,38	0,0	24,8	0,0	1124,0	630,1
8	0,93	32,2	1,09	1075,75	16,24	8,07	0,0	24,8	0,0	971,2	562,7
9	0,93	35,5	1,14	778,7	11,76	5,84	0,0	24,8	0,0	708,5	426,7
10	0,93	38,9	1,19	343,85	5,19	2,58	0,0	24,8	0,0	316,6	199,6

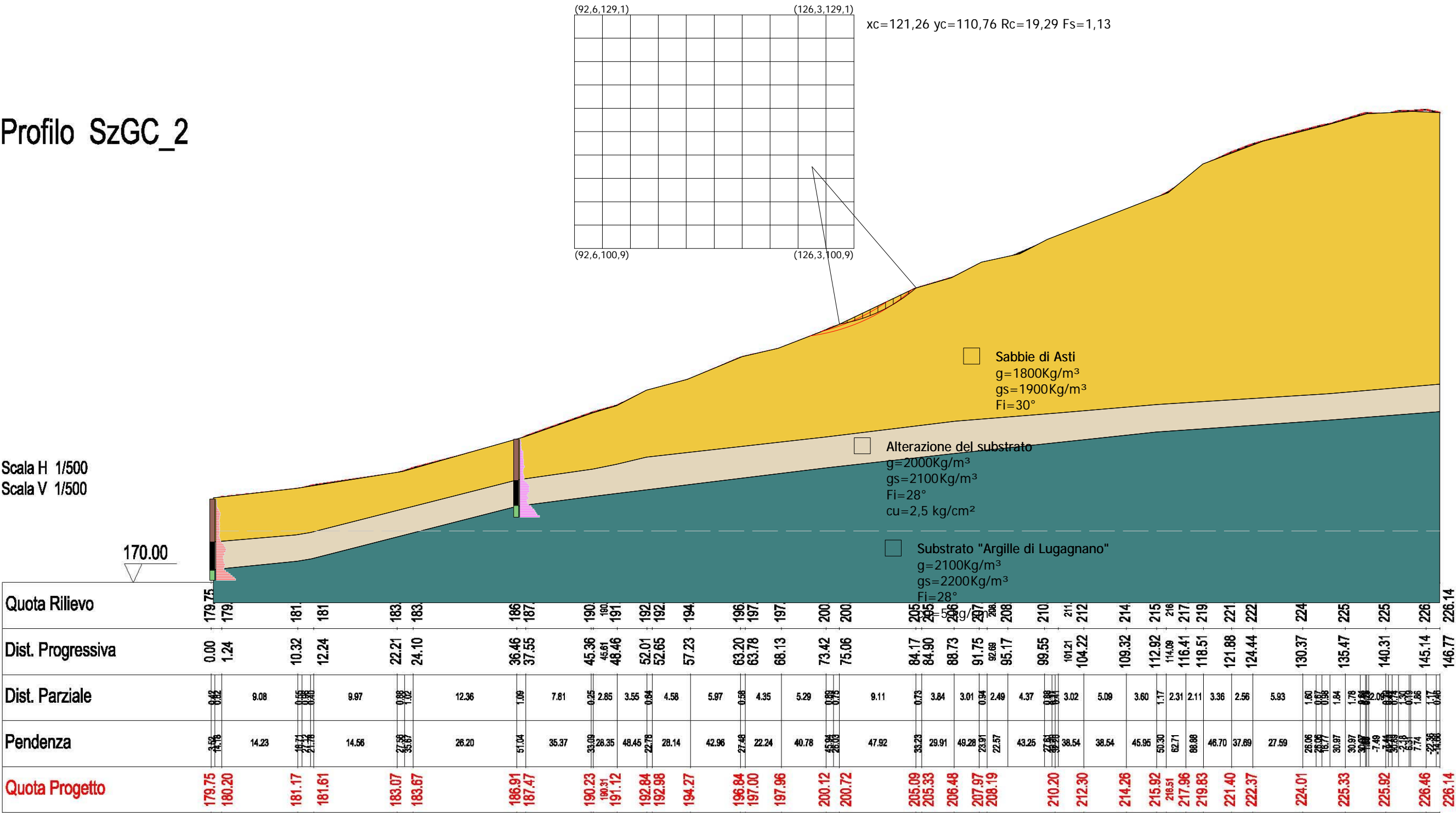
Profilo SzGC\_1

Scala H 1/500  
 Scala V 1/500



SEZIONE 1

Profilo SzGC\_2



## 5. ANALISI GEOTECNICA DEI TERRENI DI POSA DELLE FONDAZIONI DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Di seguito viene proposto il calcolo di verifica geotecnica dei terreni di posa delle strutture prefabbricate. Allo stato attuale si sono ipotizzate fondazioni a platea; per altri dettagli si rimanda alle verifiche strutturali a firma del tecnico strutturista abilitato.

### CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

*Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.*

**Norme tecniche per le Costruzioni 2008**

*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.*

**Eurocodice 7**

*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*

**Eurocodice 8**

*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

#### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

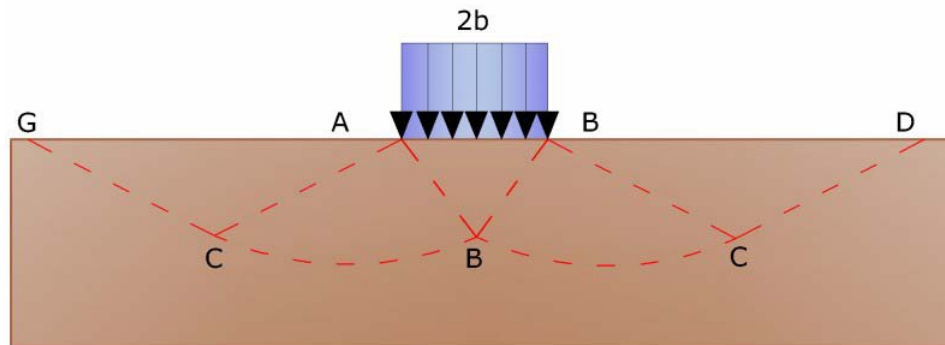
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti

rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\pi g \varphi \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \phi_{rid} = 2/3 \times \tan \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$



$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$$

**Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

**Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

**Fattori di forma**

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

#### Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ( $c = 0$ ) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

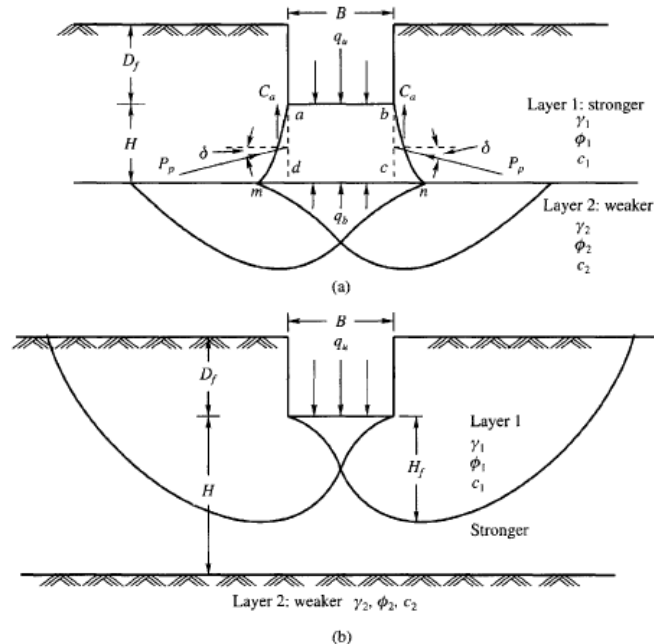
Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza  $B$  approfondita  $D$  in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza  $H$  dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza  $H$  non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza  $H$  è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.



**Figure 12.16** Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

#### Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

#### Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$

$N_{c2}, N_{\gamma2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza  $D_f$  rispetto al piano campagna e la distanza  $H$  è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se  $q_1$  è molto maggiore di  $q_2$  e se la distanza  $H$  non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

$q_b$  = carico limite nello strato 2

$P_p$  = spinta passiva

$C_a$  = adesione

$\delta$  = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

#### Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

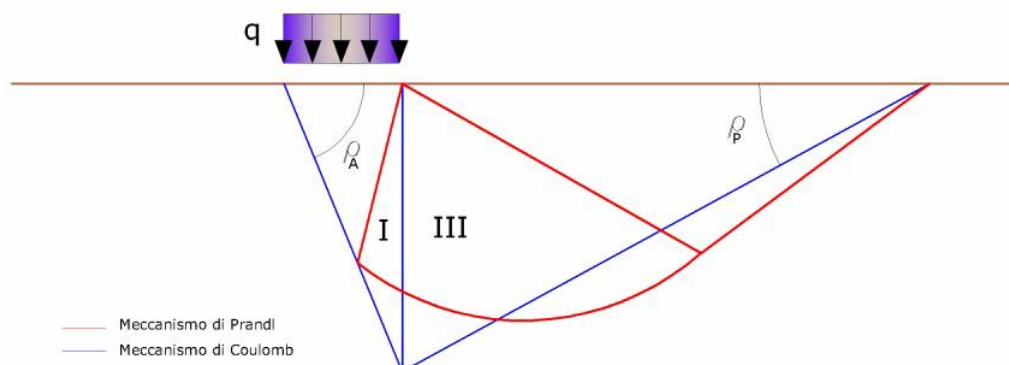
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:





Schema di calcolo del carico limite ( $qL$ )

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti

rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\phi=30^\circ$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

$E_d$ -pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$ -capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$ -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

$N_d$ -azione normale di progetto

$A_{ef} = B \cdot L'$ -area ridotta

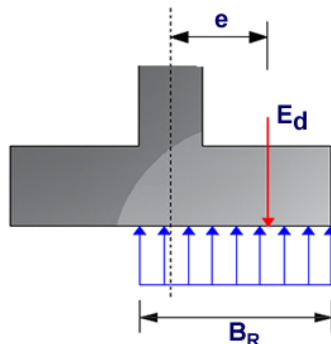
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta  $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R = B - 2e$ .



Dove:

$e = N_d / M_d$  - eccentricità dei carichi

### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$\beta$  Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  Accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

$S$ : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $k_v$  è definito in funzione di  $k_h$ , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

## DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	8,5 m
Profondità piano di posa	0,25 m
Altezza di incastro	1,0 m

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson
5,2	16,87	18,83	27,02	0,0	0,0	7555,04	4632,66	0,34
3,4	20,5	19,81	34,73	252,52	0,0	20350,76	7918,87	0,3
1,2	24,52	24,52	35,0	260,0	458,17	45836,29	46925,9	0,0

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
3	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

**CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3****Autore: Meyerhof and Hanna (1978)**

Carico limite [Qult]	146,89 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd]	63,86 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**

Costante di Winkler	13941,86 kN/m³
---------------------	----------------

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,23
Fattore [Nc]	23,98
Fattore [Ng]	9,35
Fattore forma [Sc]	1,19
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,18
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,86
Fattore profondità [Dg]	1,0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	270,77 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	117,73 kN/m <sup>2</sup>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,93
Fattore [Nc]	29,28
Fattore [Ng]	13,2
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	401,14 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	174,41 kN/m <sup>2</sup>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,23
Fattore [Nc]	23,98
Fattore [Ng]	9,49
Fattore forma [Sc]	1,19
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,09
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	328,3 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	142,74 kN/m <sup>2</sup>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,23
Fattore [Nc]	23,98
Fattore [Ng]	14,51
Fattore forma [Sc]	1,19
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,18
Fattore profondità [Dq]	1,03



Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,86
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	382,86 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	166,46 kN/m <sup>2</sup>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13,23
Fattore [Nc]	23,98
Fattore [Ng]	12,47
Fattore forma [Sc]	1,17
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,16
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,89
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	348,55 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	151,54 kN/m <sup>2</sup>
=====	

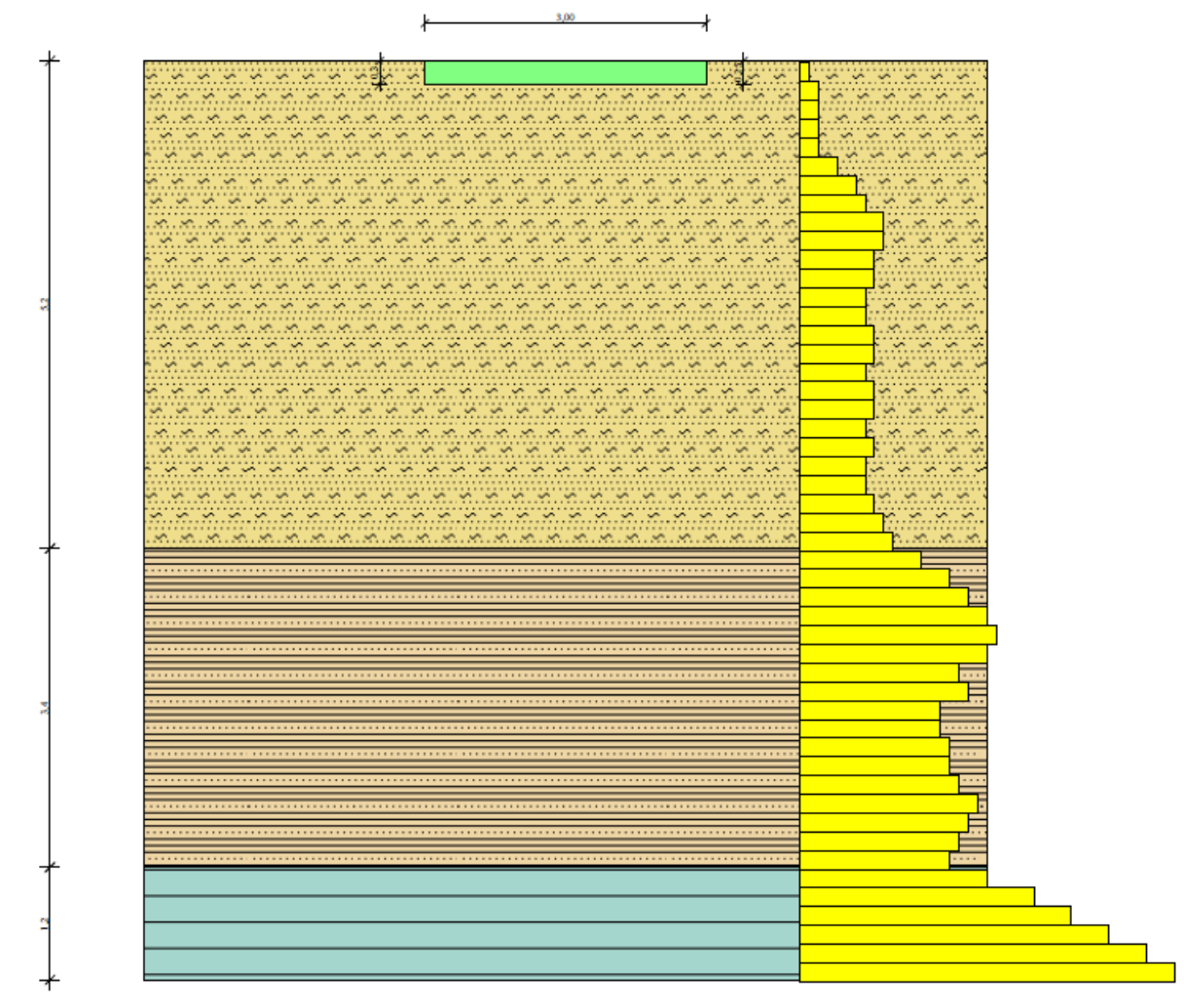
Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	13,23
Fattore [Nc]	23,98
Fattore [Ng]	2,94
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	32,2
Fattore [Nc]	45,01
Fattore [Ng]	9,76
Carico limite strato 2 (qb)	17819,13 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	146,89 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	347,71 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	4,49
Rapporto (q1/q2)	156,91

Carico limite	146,89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	63,86 kN/m <sup>2</sup>



Sezione litostratigrafica e imposta fondazione  
In giallo il grafico della prova penetrometrica Nr. 3

## **6. VERIFICHE IDRAULICHE DEI TRATTI DI FOSSO DA INTUBARE E DELL'ATTRAVERSAMENTO SOTTO IL RILEVATO**

---

Verranno di seguito esposti i calcoli di verifica idraulica dei tratti di fosso da intubare e dell'attraversamento sotto il rilevato.

La cartografia di riferimento è la planimetria della Tav. 3.7 "Progetto impianto - regimazione acque meteoriche" (vedi estratto ALLEGATO 1 in calce); per le sezioni di verifica, la cartografia di riferimento è la Tav. 5.1 cui si rimanda per i particolari.

### **6.1. Calcolo portate meteoriche**

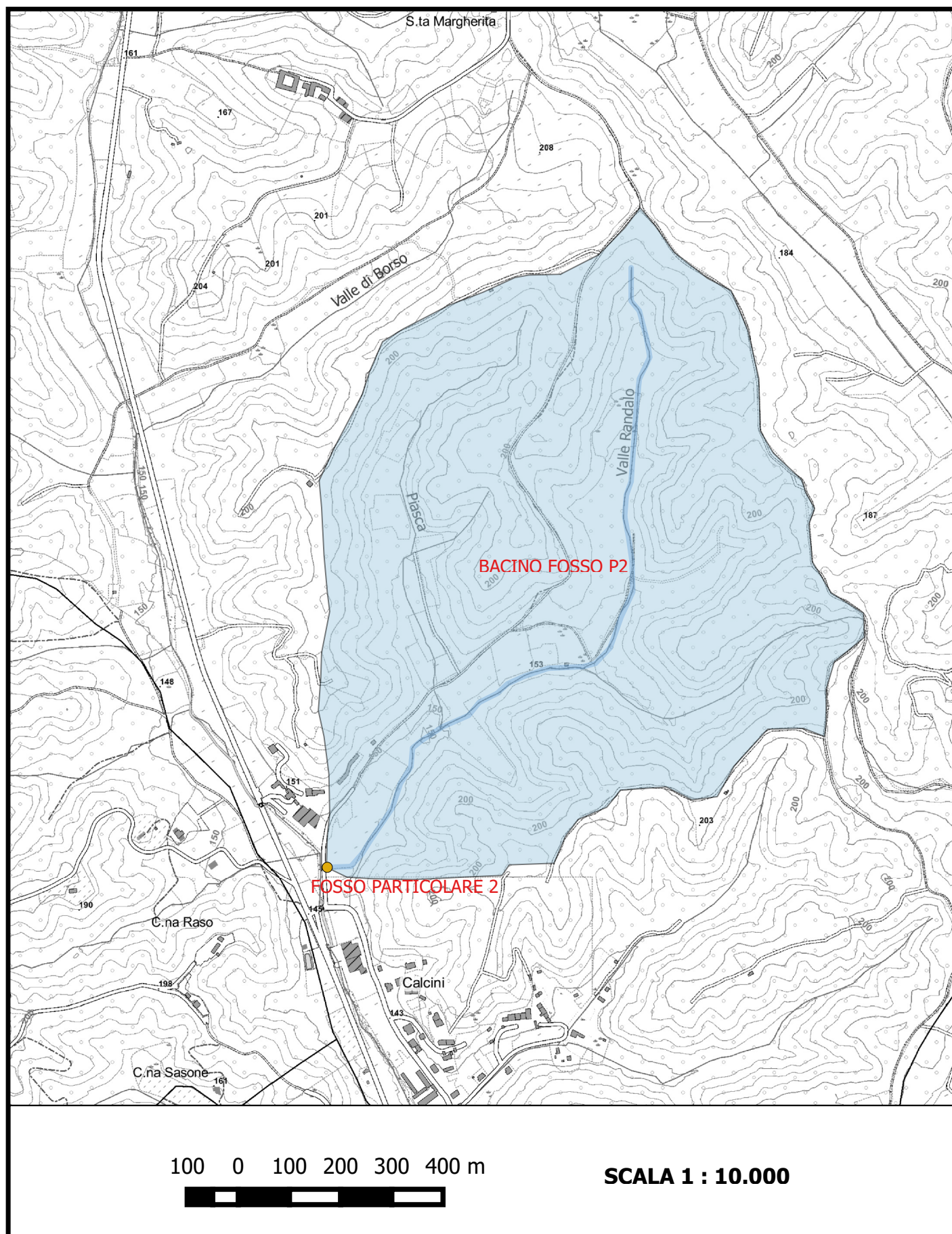
---

Il calcolo di verifica viene effettuato in corrispondenza di n°2 bacini: nei pressi del punto di valle del Rio denominato Piasca (Fig. C), e nei pressi del punto di valle del Rio denominato Valle Randalo (Fig. B) poco a monte della sua confluenza nel principale Rio di Quarto.

Il dimensionamento delle canalizzazioni è calcolato basandosi sulla determinazione della portata pluviale da smaltire nelle condizioni più sfavorevoli.

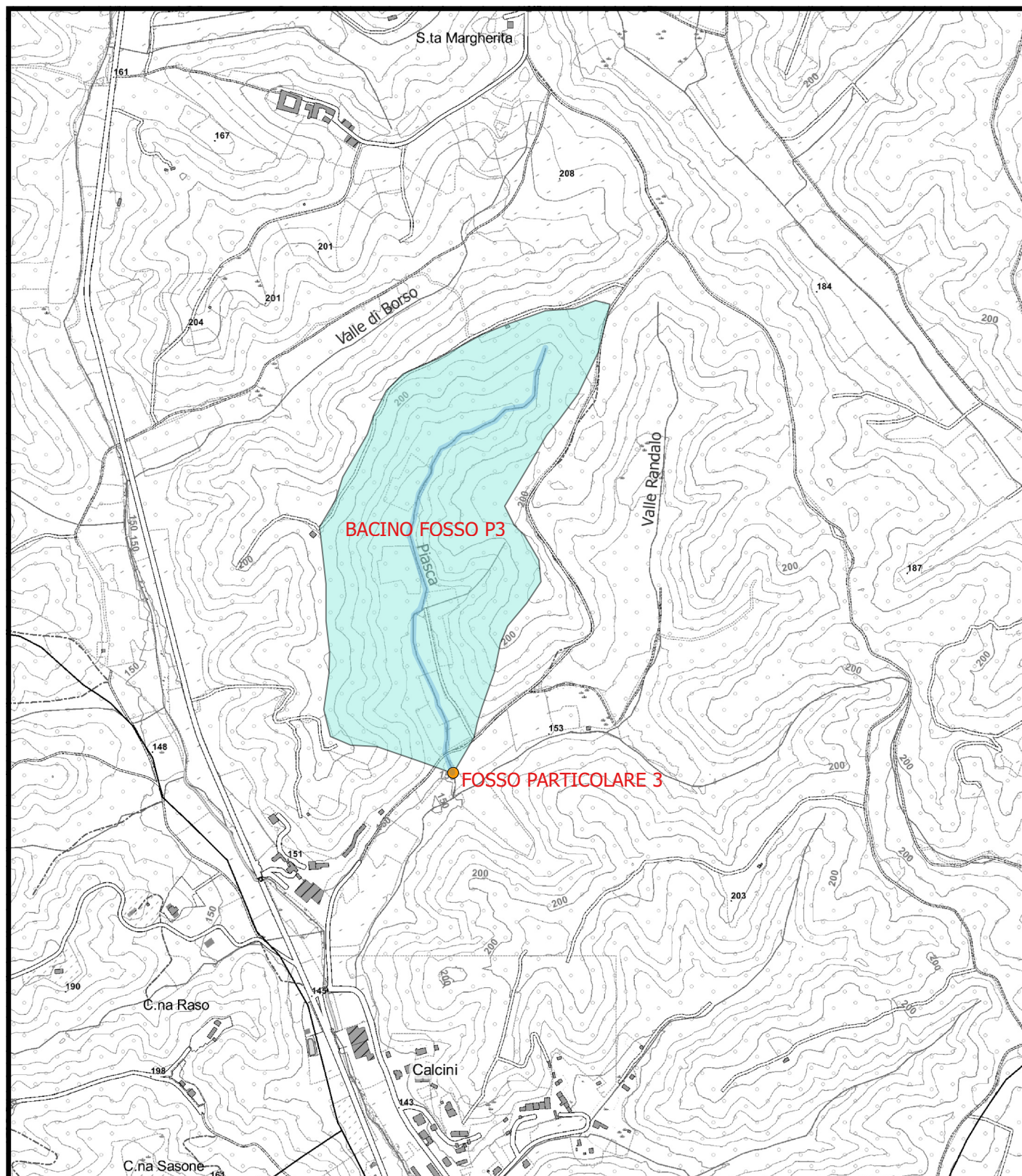
Trattandosi di bacini di modesta estensione, si è adottato preliminarmente un metodo semplificato di calcolo delle portate.

**Fig. B - Corografia bacino 2 su base BDTRE**





**Fig. C - Corografia bacino 3 su base BDTRE**



100 0 100 200 300 400 m



**SCALA 1 : 10.000**

### 6.1.1. Calcolo idraulico semplificato

Dall'esame planimetrico si determina per il **Bacino 2 (Fig. B)** una superficie gravante sulla sezione pari a **96 ha**.

- Q = portata
- $\phi$  = coeff. di afflusso = 0,60
- A = area sottesa, in ettari = 97 ha
- i = intensità di pioggia = 0,062 m/h
- $\Psi$  = coefficiente di ritardo = 0,80 (dedotto dalla tabella Ing. De Martino, da 'Le reti idrauliche', Supino, Patron Editore, pag.141)

$$Q_{piog} = (\phi \square A \square i \square \Psi) / 0,36 = (0,6 \square 96 \square 0,062 \square 0,80) / 0,36 = 24,153 \text{ l/sec}$$

Dall'esame planimetrico si determina per il **Bacino 3 (Fig. C)** una superficie gravante sulla sezione pari a **26 ha**.

- Q = portata
- $\phi$  = coeff. di afflusso = 0,60
- A = area sottesa, in ettari = 26 ha
- i = intensità di pioggia = 0,062 m/h
- $\Psi$  = coefficiente di ritardo = 0,80 (dedotto dalla tabella Ing. De Martino, da 'Le reti idrauliche', Supino, Patron Editore, pag.141)

$$Q_{piog} = (\phi \square A \square i \square \Psi) / 0,36 = (0,6 \square 26 \square 0,062 \square 0,80) / 0,36 = 6,474 \text{ l/sec}$$

Nelle tabelle a seguire sono riportati i calcoli di capacità di smaltimento delle acque meteoriche provenienti dai rispettivi bacini, in corrispondenza dei sopracitati attraversamenti fossi.



**STIMA DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA**

Direttiva n. 2 Autorità di Bacino del Fiume PO - P.A.I. "Piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"

**Descrizione: "Verifica idraulica per impianto motoristico - Castagnole Monferrato (AT)"**

**Punto di sezione: nuovo attraversamento fosso - particolare 2**

**TEMPO DI CORRIVAZIONE (Giandotti)**

DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO				DATI RISULTANTI
<b>S</b>	⇒	<b>0,97</b>	[Km <sup>2</sup> ] Superficie Bacino	Tempo di Corrivazione  $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{(Hm - Ho)}} \Rightarrow \mathbf{1,47}$ [ore]
<b>L</b>	⇒	<b>1,53</b>	[Km] Lunghezza asta principale	
<b>Hm</b>	⇒	<b>174</b>	[m] Altezza media del Bacino s.l.m.m.	
<b>Ho</b>	⇒	<b>146</b>	[m] Quota della sez. di chiusura s.l.m.m.	

**PREVISIONE QUANTITATIVA DELLE PIOGGE INTENSE**

FORMULA			$h_{(t)} = at^n$ <div><math>h_{(t)}</math> = massima precipitazione in mm al tempo t <math>t</math> = tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione <math>a</math> = fattore della curva relativo ad un determinato Tr <math>n</math> = esponente della curva relativo ad un determinato Tr Tr = tempo di ritorno (20-100-200 anni)</div>					
Curva di probabilità pluviometrica								

DATI CELLA DELLA GRIGLIA DI DISCRETIZZAZIONE DELLE PIOGGE INTENSE (Cfr. Allegato n.3 della Direttiva n.2 PAI dell'Autorità di Bacino del Fiume PO)								
Cella	Coord. Est UTM	Coord. Nord UTM	a Tr 20	n Tr 20	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200
BU113	445000	4975000	34,73	0,322	45,65	0,307	50,34	0,302

MASSIMA PRECIPITAZIONE PROBABILE								
Tr	h(t)	<div><math>h_{(t)}</math> = massima precipitazione in mm al tempo t <math>t</math> = tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione [ore] Tr = tempo di ritorno</div>						
20	39,34	1,47						
100	51,41							
200	56,58							

**PORTATE DI MASSIMA PIENA**

## FORMULA del METODO RAZIONALE

$Q_c = 0.278 \frac{ch_{(t)}S}{T_c}$		dove	$Q_c$ $c$ ⇒ <b>0,3</b> $h_{(t)}$ $S$ ⇒ <b>0,97</b> $T_c$ ⇒ <b>1,47</b>	portata al colmo coefficiente di deflusso massima precipitazione in mm al tempo t (vedi punto prec.) [Km <sup>2</sup> ] Superficie Bacino [ore] Tempo di corrivazione
RISULTATI				
Tr	⇒	$Q_c$ [mc/sec]		
20	⇒	<b>2,161</b>		
100	⇒	<b>2,824</b>		
200	⇒	<b>3,108</b>		

Tr = tempo di ritorno [anni]

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

**STIMA DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA**

Direttiva n. 2 Autorità di Bacino del Fiume PO - P.A.I. "Piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"

**Descrizione: "Verifica idraulica per impianto motoristico - Castagnole Monferrato (AT)"**

**Punto di sezione: nuovo attraversamento fosso - particolare 3**

**TEMPO DI CORRIVAZIONE (Giandotti)**

DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO			DATI RISULTANTI
<b>S</b> $\Rightarrow$ <b>0,26</b>	[Km <sup>2</sup> ]	Superficie Bacino	Tempo di Corrivazione $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{(Hm - Ho)}} \Rightarrow \mathbf{0,88}$ [ore]
<b>L</b> $\Rightarrow$ <b>0,93</b>	[Km]	Lunghezza asta principale	
<b>Hm</b> $\Rightarrow$ <b>174</b>	[m]	Altezza media del Bacino s.l.m.m.	
<b>Ho</b> $\Rightarrow$ <b>150</b>	[m]	Quota della sez. di chiusura s.l.m.m.	

**PREVISIONE QUANTITATIVA DELLE PIOGGE INTENSE**

FORMULA			$h_{(t)}$ = massima precipitazione in mm al tempo t t = tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione a = fattore della curva relativo ad un determinato Tr n = esponente della curva relativo ad un determinato Tr Tr = tempo di ritorno (20-100-200 anni)					
Curva di probabilità pluviometrica			$h_{(t)} = at^n$					
DATI CELLA DELLA GRIGLIA DI DISCRETIZZAZIONE DELLE PIOGGE INTENSE (Cfr. Allegato n.3 della Direttiva n.2 PAI dell'Autorità di Bacino del Fiume PO)								
Cella	Coord. Est UTM	Coord. Nord UTM	a Tr 20	n Tr 20	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200
BU113	445000	4975000	34,73	0,322	45,65	0,307	50,34	0,302
MASSIMA PRECIPITAZIONE PROBABILE								
Tr	h(t)	$h_{(t)}$ = massima precipitazione in mm al tempo t t = tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione [ore] Tr = tempo di ritorno						
20	33,28	0,88						
100	43,84							
200	48,37							

**PORTATE DI MASSIMA PIENA**

## FORMULA del METODO RAZIONALE

$$Q_c = 0.278 \frac{ch_{(t)}S}{T_c}$$

dove

$Q_c$	$\Rightarrow$	<b>0,3</b>	portata al colmo
$c$	$\Rightarrow$		coefficiente di deflusso
$h_{(t)}$	$\Rightarrow$		massima precipitazione in mm al tempo t (vedi punto prec.)
$S$	$\Rightarrow$	<b>0,26</b>	[Km <sup>2</sup> ] Superficie Bacino
$T_c$	$\Rightarrow$	<b>0,88</b>	[ore] Tempo di corrivazione

## RISULTATI

Tr	$Q_c$ [mc/sec]
20 $\Rightarrow$	<b>0,824</b>
100 $\Rightarrow$	<b>1,085</b>
200 $\Rightarrow$	<b>1,197</b>

Tr = tempo di ritorno [anni]

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

## 6.2. Verifica idraulica di una sezione significativa - Bacino 2

Il tratto del bacino che sottende la sezione idraulica oggetto di analisi è caratterizzato da una testata valliva mediamente acclive esposta a S, mentre le quote altimetriche variano dai 226 m s.l.m. ai 146 m s.l.m. nella sezione di chiusura dove viene effettuata la presente verifica idraulica.

I parametri morfometrici dell'area in oggetto si possono così riassumere:

- $S$  = superficie bacino sotteso ( $\text{km}^2$ ) = 0,97
- $L$  = lunghezza totale dell'asta idrografica (km) = 1,53
- $H_{\max}$  = altitudine massima (m) = 226
- $H_{\text{sez}}$  = quota altimetrica della sezione (z) considerata (m) = 146
- $H_{\text{med}}$  = altitudine media riferita alla sezione terminale (m) =  $0,5 \times (0,9 \times H_{\max} + H_{\text{sez}}) = 174$  m.
- $i_f$  = pendenza media asta principale nel tratto in oggetto = 0,04.

Le caratteristiche geometriche dell'area in esame si traducono nei seguenti parametri morfometrici calcolati secondo le seguenti formule:

- Rapporto di forma secondo Horton:  $R_f = S/L^2 = 0,41$
- Rapporto di allungamento secondo Schumm:  $R_a = 1,13\sqrt{S}/L = 0,72$ .

### ***Determinazione del tempo di corrivazione***

Il tempo di corrivazione ( $t_c$ ) viene definito come "il tempo impiegato da una particella liquida a raggiungere la sezione di chiusura partendo dal punto del bacino a cui corrisponde il percorso più lungo (in termini di tempo)". Esistono in letteratura diverse formulazioni empiriche volte alla determinazione dei tempi di corrivazione in relazione alle caratteristiche dei bacini imbriferi: i parametri che ne influenzano il valore sono la superficie del bacino imbrifero sotteso, la pendenza caratteristica dell'asta principale, la lunghezza dell'asta principale, l'altitudine media del bacino riferita alla sezione di chiusura, l'antropizzazione dello stesso e la vegetazione.

Una prima valutazione del tempo di corrivazione (espresso in ore) viene effettuata con la nota **Formula di Giandotti**, studiata e verificata su diversi bacini dell'Italia Settentrionale e che tiene conto di tutti i parametri che possono influenzarne il valore.

La formula ha espressione:  $t_c = (4\sqrt{S} + 1,5L)/(0,8\sqrt{H_{med} - H_{sez}})$

dove:

- S = superficie del bacino (km<sup>2</sup>);
- H<sub>med</sub> = altezza media del bacino (m);
- H<sub>sez</sub> = altezza della sezione considerata (m);
- L = lunghezza dell'asta principale (Km).

**Sostituendo i valori numerici si ottiene un valore di  $t_c = 1,47$  ore.**

#### ***Valutazione della portata di massima piena***

Di seguito verrà valutata la portata di piena dell'area in esame alla sezione di riferimento del fossato stradale considerato. Non esistendo nelle immediate vicinanze della sezione di verifica impianti per il rilevamento delle portate o dei livelli idrometrici, non si è potuto utilizzare un metodo diretto per la valutazione dell'entità delle piene e quindi viene adottato un approccio di tipo indiretto, basato sull'uso del modello afflussi-deflussi e sull'utilizzo di formule empiriche e statistiche.

#### **Metodo della Regionalizzazione inserito nella Direttiva Piena di Progetto**

La Direttiva Piena di Progetto, dell'Autorità di Bacino del fiume Po, adottata con Deliberazione del Comitato Istituzionale n°18 del 26 aprile 2001, fornisce al punto 5 uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense, nei punti privi di misure dirette, tramite interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a ed n delle linee segnalatrici, discretizzate in base ad un reticolo di 2 km di lato.

Nel caso in esame vengono individuate le celle con i parametri a ed n per tempo di ritorno centennale:

Cella	Valore del coefficiente $a$	Valore del coefficiente $n$
<b><u>BU113</u></b>	<b><u>45,65</u></b>	<b><u>0,307</u></b>

Dettagliamo quindi l'equazione della linea segnalatrice di probabilità pluviometrica puntuale  $h=a \cdot t^n$  e sostituendo i valori numerici già ricavati si ottiene un valore di  $h$  pari a 51,41 mm.

Applicando nuovamente la formula razionale possiamo ricavare la **portata di massima piena centennale del bacino 2 (con  $t_c$  dedotto da Giandotti)**:

---

➤  $Q = (\varphi * h_{tc} * S) / 3,6 * t_c = 2,824 \text{ mc/sec}$

---

### 6.3. Verifica idraulica di una sezione significativa - Bacino 3

---

Il tratto del bacino che sottende la sezione idraulica oggetto di analisi è caratterizzato da una testata valliva mediamente acclive esposta a S, mentre le quote altimetriche variano dai 220 m s.l.m. ai 150 m s.l.m. nella sezione di chiusura dove viene effettuata la presente verifica idraulica.

I parametri morfometrici dell'area in oggetto si possono così riassumere:

- $S$  = superficie bacino sotteso ( $\text{km}^2$ ) = 0,26
- $L$  = lunghezza totale dell'asta idrografica (km) = 0,93
- $H_{\max}$  = altitudine massima (m) = 220
- $H_{\text{sez}}$  = quota altimetrica della sezione (z) considerata (m) = 150
- $H_{\text{med}}$  = altitudine media riferita alla sezione terminale (m) =  $0,5 \times (0,9 * H_{\max} + H_{\text{sez}}) = 174 \text{ m}$ .
- $i_f$  = pendenza media asta principale nel tratto in oggetto = 0,05.

Le caratteristiche geometriche dell'area in esame si traducono nei seguenti parametri morfometrici calcolati secondo le seguenti formule:

- Rapporto di forma secondo Horton:  $R_f = S/L^2 = 0,30$
- Rapporto di allungamento secondo Schumm:  $R_a = 1,13 \sqrt{S/L} = 0,62$ .

**Determinazione del tempo di corrivazione**

Il tempo di corrivazione ( $t_c$ ) viene definito come “il tempo impiegato da una particella liquida a raggiungere la sezione di chiusura partendo dal punto del bacino a cui corrisponde il percorso più lungo (in termini di tempo)”. Esistono in letteratura diverse formulazioni empiriche volte alla determinazione dei tempi di corrivazione in relazione alle caratteristiche dei bacini imbriferi: i parametri che ne influenzano il valore sono la superficie del bacino imbrifero sotteso, la pendenza caratteristica dell’asta principale, la lunghezza dell’asta principale, l’altitudine media del bacino riferita alla sezione di chiusura, l’antropizzazione dello stesso e la vegetazione.

Una prima valutazione del tempo di corrivazione (espresso in ore) viene effettuata con la nota **Formola di Giandotti**, studiata e verificata su diversi bacini dell’Italia Settentrionale e che tiene conto di tutti i parametri che possono influenzarne il valore.

La formula ha espressione:  $t_c = (4\sqrt{S} + 1,5L)/(0,8\sqrt{H_{med} - H_{sez}})$

dove:

- $S$  = superficie del bacino ( $km^2$ );
- $H_{med}$  = altezza media del bacino (m);
- $H_{sez}$  = altezza della sezione considerata (m);
- $L$  = lunghezza dell’asta principale (Km).

**Sostituendo i valori numerici si ottiene un valore di  $t_c = 0,88$  ore.**

**Valutazione della portata di massima piena**

Di seguito verrà valutata la portata di piena dell’area in esame alla sezione di riferimento del fossato stradale considerato. Non esistendo nelle immediate vicinanze della sezione di verifica impianti per il rilevamento delle portate o dei livelli idrometrici, non si è potuto utilizzare un metodo diretto per la valutazione dell’entità delle piene e quindi viene adottato un approccio di



tipo indiretto, basato sull'uso del modello afflussi-deflussi e sull'utilizzo di formule empiriche e statistiche.

### **Metodo della Regionalizzazione inserito nella Direttiva Piena di Progetto**

La Direttiva Piena di Progetto, dell'Autorità di Bacino del fiume Po, adottata con Deliberazione del Comitato Istituzionale n°18 del 26 aprile 2001, fornisce al punto 5 uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense, nei punti privi di misure dirette, tramite interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri  $a$  ed  $n$  delle linee segnalatrici, discretizzate in base ad un reticolo di 2 km di lato.

Nel caso in esame vengono individuate le celle con i parametri  $a$  ed  $n$  per tempo di ritorno centennale:

<b>Cella</b>	<b>Valore del coefficiente <math>a</math></b>	<b>Valore del coefficiente <math>n</math></b>
<b><u>BU113</u></b>	<b><u>45,65</u></b>	<b><u>0,307</u></b>

Dettagliamo quindi l'equazione della linea segnalatrice di probabilità pluviometrica puntuale  $h=a \cdot t^n$  e sostituendo i valori numerici già ricavati si ottiene un valore di  $h$  pari a 43,84 mm.

Applicando nuovamente la formula razionale possiamo ricavare la **portata di massima piena centennale del bacino 3 (con  $t_c$  dedotto da Giandotti)**:

$$\text{➤ } Q = (\varphi * h_{tc} * S) / 3,6 * t_c = 1,085 \text{ mc/sec}$$

## **6.4. Verifica capacità di smaltimento sezioni circolari**

Si è proceduto alla verifica idraulica delle sezioni circolari di attraversamento stradale in corrispondenza dei punti di valle dei bacini in oggetto al fine di verificarne la capacità finale di smaltimento degli attraversamenti a sezione circolare (bacini 2 e 3).

La sezione di riferimento del collettore terminale ("Attraversamento fosso - Particolare 2" della Tav. 5.1 nonché "Attraversamento sotto rilevato" della Tav. 3.7), presenta le seguenti dimensioni:

- $d$  (diametro in m) = 1,50
- $r$  = 0,75 m
- $h$  = 1,4 m
- $p$  (pendenza) = 2%
- $m$  (coeff. di scabrosità di Kutter) = 0,25

Con riferimento alle portate di massima piena centennale dell'area pari 2,824 mc/sec (con  $t_c$  dedotto da Giandotti), sulla base dei risultati ottenuti, emerge chiaramente che il collettore-fossato terminale in questione è in grado di smaltire portate fino a 11,642 mc/sec:

**è per tanto in grado di smaltire tutte le portate di massima piena dell'area sottesa.**

Le altre sezioni di riferimento, ("Attraversamento fosso - Particolare 3" della Tav. 5.1 nonché "Tratti di fosso da intubare" della Tav. 3.7), presentano le seguenti dimensioni:

- $d$  (diametro in m) = 0,65
- $r$  = 0,325 m
- $h$  = 0,6 m
- $p$  (pendenza) = 2%
- $m$  (coeff. di scabrosità di Kutter) = 0,25

Con riferimento alle portate di massima piena centennale dell'area pari 1,085 mc/sec (con  $t_c$  dedotto da Giandotti), sulla base dei risultati ottenuti, emerge chiaramente come le sezioni in progetto sia in grado di smaltire portate fino a 1,258 mc/sec:

**sono per tanto in grado di smaltire tutte le portate di massima piena dell'area sottesa.**

## CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE

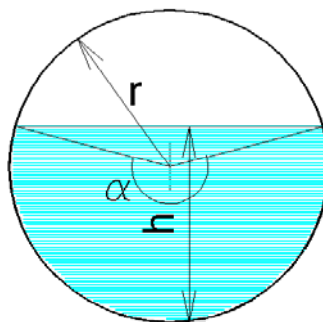
**Descrizione = "Verifica idraulica per impianto motoristico - Castagnole Monferrato (AT)"**

**Punto di sezione= nuovo attraversamento fosso - particolare 2**

### CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

<b>d</b>	⇒	<b>1,50</b>	DIAMETRO [m]
<b>r</b>	⇒	<b>0,75</b>	[m]
<b>h</b>	⇒	<b>1,4</b>	[m]
<b>p</b>	⇒	<b>2%</b>	Pendenza
<b>m</b>	⇒	<b>0,25</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Angolo al centro	$\alpha$	⇒	<b>300,1 [°]</b>
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi\left(\frac{\alpha}{360^\circ}r\right)$	⇒	<b>3,929 [m]</b>
Area di deflusso	$A = 1/2r^2\left(\frac{\pi\alpha}{180^\circ} - \sin\alpha\right)$	⇒	<b>1,7166 [m²]</b>
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	<b>0,437 [m]</b>

### CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 1,4 \text{ m}$

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{Ri \cdot p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

<b>c</b>	⇒	<b>72,56</b>
<b>V</b>	⇒	<b>6,78 [m/sec]</b>
<b>Q</b>	⇒	<b>11,642 [m³/sec]</b>

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

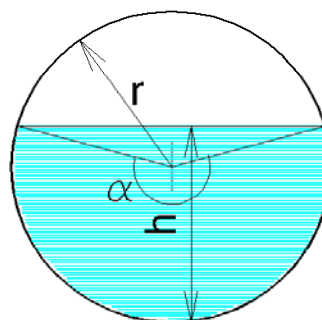
**CAPACITA' DI SMALITIMENTO  
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE  
per varie altezze d'acqua**

CARATTERISTICHE SEZIONE

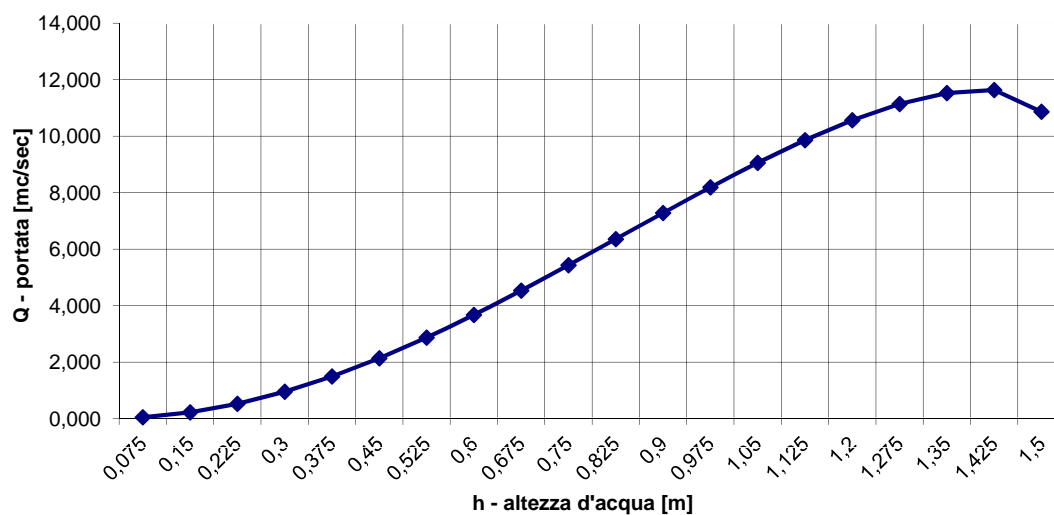
<b>d</b>	<b>1,50</b>	DIAMETRO [m]
<b>p</b>	<b>2%</b>	Pendenza
<b>m</b>	<b>0,25</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

<b>h [m]</b>	<b>Q[m<sup>3</sup>/sec]</b>
0,08	0,048
0,15	0,222
0,23	0,525
0,30	0,953
0,38	1,495
0,45	2,138
0,53	2,868
0,60	3,672
0,68	4,533
0,75	5,434
0,83	6,357
0,90	7,282
0,98	8,191
1,05	9,058
1,13	9,860
1,20	10,567
1,28	11,141
1,35	11,529
1,43	11,637
1,50	10,867



**h** = altezza d'acqua  
**Q** = portata all'altezza d'acqua corrispondente



## CALCOLO CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE

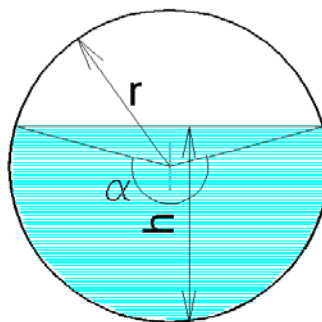
**Descrizione = "Verifica idraulica per impianto motoristico - Castagnole Monferrato (AT)"**

**Punto di sezione= nuovo attraversamento fosso - particolare 3**

### CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

<b>d</b>	⇒	<b>0,65</b>	DIAMETRO [m]
<b>r</b>	⇒	<b>0,325</b>	[m]
<b>h</b>	⇒	<b>0,6</b>	[m]
<b>p</b>	⇒	<b>2%</b>	Pendenza
<b>m</b>	⇒	<b>0,25</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Angolo al centro	$\alpha$	⇒	<b>295,6</b> [°]
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi \left( \frac{\alpha}{360^\circ} r \right)$	⇒	<b>1,677</b> [m]
Area di deflusso	$A = 1/2 r^2 \left( \frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \sin \alpha \right)$	⇒	<b>0,3201</b> [m <sup>2</sup> ]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	<b>0,191</b> [m]

### CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0,6$ m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c \sqrt{Ri p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100 \sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

<b>c</b>	⇒	<b>63,61</b>
<b>V</b>	⇒	<b>3,93</b> [m/sec]
<b>Q</b>	⇒	<b>1,258</b> [m <sup>3</sup> /sec]

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

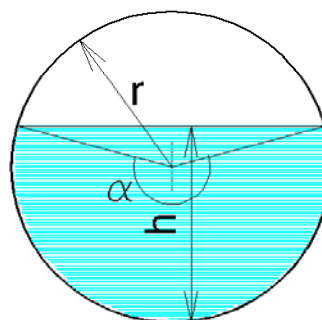
**CAPACITA' DI SMALITIMENTO  
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE  
per varie altezze d'acqua**

CARATTERISTICHE SEZIONE

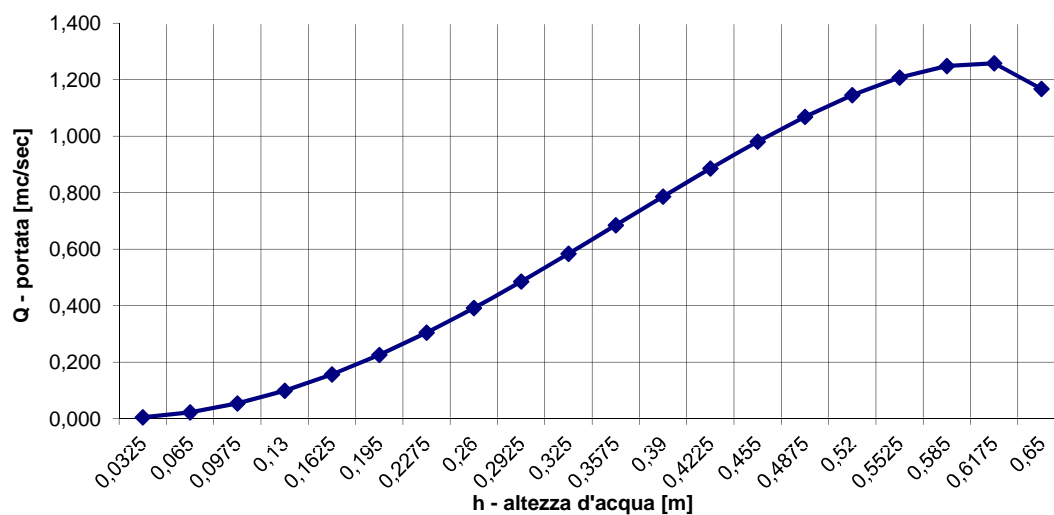
<b>d</b>	<b>0,65</b>	DIAMETRO [m]
<b>p</b>	<b>2%</b>	Pendenza
<b>m</b>	<b>0,25</b>	Coeff. di scabrosità di Kutter

Software Freeware  
distribuito da geologi.it

<b>h [m]</b>	<b>Q[m<sup>3</sup>/sec]</b>
0,03	0,005
0,07	0,022
0,10	0,054
0,13	0,099
0,16	0,156
0,20	0,226
0,23	0,304
0,26	0,392
0,29	0,485
0,33	0,584
0,36	0,685
0,39	0,786
0,42	0,886
0,46	0,981
0,49	1,069
0,52	1,146
0,55	1,208
0,59	1,249
0,62	1,258
0,65	1,168



**h** = altezza d'acqua  
**Q** = portata all'altezza d'acqua corrispondente





## 7. CONCLUSIONI

---

Nella presente risposta alla richieste di integrazioni documentali da parte della Regione Piemonte, si sono sviluppate le seguenti tematiche:

- **analisi litologica e geomorfologica di dettaglio** sulla scorta delle indagini geognostiche realizzate (prove penetrometriche SCPT); le stesse sono state ubicate alla scala di progetto;
- **si sono rielaborate le verifiche di stabilità dei versanti ai sensi delle NTC 2018**; la traccia delle sezioni di riferimento sono riportate sulla stessa tavola dove sono riportate le ubicazione delle prove penetrometriche; **analizzata la proposta progettuale non sono emerse problematiche dal punto di vista della stabilità globale dei versanti**;
- si sono riportati dati circa la **circolazione idrica sotterranea**;
- per quanto attiene alla L.R. 45/89 è **stata predisposta una verifica idraulica dei tratti di fosso da intubare e dell'attraversamento sotto il rilevato**; sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile confermare l'idoneità a smaltire le portate di massima piena da parte delle tubazioni in progetto;
- per quanto riguarda le strutture prefabbricate in progetto, è stato effettuato un calcolo di verifica geotecnica dei terreni di fondazione il quale ha permesso di confermare la compatibilità delle soluzioni adottate con la situazione geologica locale;
- i riferimenti di PRGC vigente nonché l'adeguamento della relativa normativa geologica sono riportati nella "Relazione Geologico-Tecnica" a corredo degli atti progettuali inerenti la proposta di Variante Semplificata cui si rimanda per i dettagli e particolari d'interesse.

Ad evasione dell'incarico ricevuto.

Asti, 5 giugno 2019

Il geologo incaricato:

(Dott. Geol. Massimo Castellaro \*)

*\*Firmato digitalmente*

## SOMMARIO

1. Premessa .....	2
2. Analisi litologica e geomorfologica di dettaglio .....	3
3. Circolazione idrica sotterranea .....	9
4. Verifiche di stabilità dei versanti.....	10
5. Analisi geotecnica dei terreni di posa delle fondazioni delle strutture prefabbricate.....	25
6. Verifiche idrauliche dei tratti di fosso da intubare e dell'attraversamento sotto il rilevato .....	42
7. Conclusioni.....	50



