

Oggetto dell'incarico (INCLUSA LA CERTIFICAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDROGEOLOGICA L.R. 1/2015)

STUDIO
GEOLOGICO

MODELLAZIONE
GEOLOGICA

MODELLAZIONE
SISMICA

VERIFICA
IDRAULICA

Committente

ASSOCIAZIONE ENRICO SCORPIONI

Titolo dell'incarico

Modifica tracciato pista da motocross

Località

Ciciano – SAN VENANZO

Mappale

FOGLIO 17

PARTICELLE
2, 3, 4, 22, 24, 141, 212, 214, 216

Spazio timbro professionista

Emissione/revisione



Febbraio 2015

Spazio timbri

PREMESSA

L'incarico in oggetto è stato commissionato dalla Associazione Enrico Scorpioni e riguarda lo studio geologico per la modifica del tracciato di una pista da motocross sita in località Ciciano del comune di San Venanzo.

Il quadro normativo di riferimento comprende principalmente il D.M. 14/01/2008, e successive modifiche.

L'intervento in progetto è di lieve entità e consiste in limitati movimenti di terreno e realizzazione di modeste strutture edilizie.

L'area in esame è posta lungo la parte bassa del versante settentrionale del rilievo di Civitella dei Conti, a nord di San Venanzo, all'interno della C.T.R. dell'Umbria - Elemento 322182 - in scala 1:5.000 ed è distinta in planimetria catastale al foglio n°17 particelle n°2, 3, 4, 22, 24, 141, 212, 214, 216.

Le coordinate geografiche del sito sono: lat.=42.91196° long.=12.31208° (datum ED50).

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, nelle carte PAI ed IFFI viene indicata rispettivamente un'area con frana inattiva per scivolamento (PAI) e con scivolamento rotazionale/traslato (IFFI) che comprende il terreno posto lungo il versante e di cui se ne tratterà in seguito. Nella cartografia idraulica del PAI, inoltre, non ci sono fasce di esondabilità che coinvolgono l'area pianeggiante di progetto.

STUDIO GEOLOGICO

Il presente studio intende caratterizzare dal punto di vista geologico, sismico ed idraulico l'area interessata dall'intervento descritto in premessa.

Al reperimento degli elaborati progettuali e della cartografia tematica del sito, sono seguiti i sopralluoghi e la raccolta delle notizie degli abitanti della zona; successivamente sono state effettuate le opportune indagini in sito ed è stata redatta la presente relazione sulla base delle osservazioni compiute e dei risultati ottenuti.

Il terreno in esame ricade per la maggior parte lungo il versante di destra del T.Fersinone, caratterizzato da medie pendenze topografiche, ed in minima parte nella zona pianeggiante di valle alluvionale.

Il sottosuolo pianeggiante dell'area in oggetto appartiene ai depositi alluvionali depositi dal T.Fersinone, posto al limite della proprietà, che costituiscono il fondovalle dove scorre il corso d'acqua; l'area di versante è invece costituita dalle formazioni rocciose del Macigno e degli Scisti Varicolori.

Si tratta, per i primi, di depositi di origine alluvionale presenti fino ad una profondità massima di una decina di metri dal p.c., costituiti in prevalenza da facies sabbioso/ghiaiose ed in subordine limoso-argillose e disposte in strati e banchi di variabile spessore e granulometria; per i secondi, si tratta di ammassi rocciosi per molte decine di metri in profondità e costituiti da facies marnose, arenacee, calcarenitiche variamente sabbioso/argillose, la cui stratificazione immerge verso sud/ovest con un assetto a reggipoggio e traversipoggio rispetto al versante.

Non sono presenti dati sulla franosità storica del sito in oggetto, né sui fenomeni di esondabilità.

La circolazione idrica del sottosuolo si sviluppa all'interno dei livelli sabbioso-ghiaiosi più permeabili presenti all'interno della successione alluvionale e di quelli arenaceo/calcarenitici del substrato roccioso, e forma falde acquifere sospese a diverse altezze stratigrafiche.

L'area di proprietà in esame è compresa tra le quote di circa 175 e 225 m s.l.m. ed assume una pendenza naturale lungo l'asse del versante di circa 10° verso est, con locali ed importanti variazioni.

Il reticolo idrografico dell'area è costituito da fossi e scoline che scendono dal rilievo di Civitella dei Conti e che si gettano nel T.Fersinone, quale corso d'acqua di fondovalle; tali fossi non esplicano azioni morfogenetiche di rilievo che possano interferire con la funzionalità degli interventi in progetto.

Sulla base del rilievo idrogeologico, la circolazione idrica sotterranea più superficiale nella zona pianeggiante di fondovalle può essere posizionata mediamente ad una profondità di oltre -3.0/4.0 m dal p.c. attuale; tale circolazione è in correlazione con l'alveo del T.Fersinone e segue le variazioni di quota del livello idrico di morbida

e di secca del torrente. Nella zona rocciosa di versante non sono presenti falde idriche rilevanti che emergono in superficie o che possano interferire gli interventi in progetto.

Terre e rocce da scavo

È previsto il riutilizzo integrale delle terre e rocce da scavo nel medesimo sito; in particolare si tratta di suolo non contaminato e di altro materiale allo stato naturale escavato nel corso dell'attività di costruzione, ed è certo che il materiale sarà utilizzato a fini di costruzione allo stato naturale nello stesso sito in cui è stato escavato.

Esondabilità e stabilità

Nella cartografia idraulica del PAI, non ci sono fasce di esondabilità che coinvolgono l'area pianeggiante di proprietà ed interessata al progetto. Ad ulteriore cautela è stata effettuata una verifica idraulica che esclude il rischio legato alla esondabilità da parte del T.Fersinone e che si riporta nei capitoli che seguono.

Nella cartografia sulla propensione ai dissesti PAI ed IFFI, viene indicata un'area franosa che comprende la proprietà interessata all'intervento: fenomeno inattivo per scivolamento per il PAI (con movimenti quiescenti ai lati) e di tipo scivolamento rotazionale per l'IFFI.

Nel caso in esame, la modesta entità degli interventi incide in maniera non rilevante sul tratto di versante in esame, per il quale le indagini effettuate non hanno evidenziato terreni del sottosuolo suscettibili di movimenti gravitativi, dimostrando tra l'altro una buona consistenza degli stessi.

I risultati del presente studio portano quindi ad affermare la stabilità del sito, confermato dalle verifiche di stabilità quantitative/numeriche riportate in seguito.

Si precisa inoltre che non sono necessarie altresì opere di bonifica del terreno, visto la sua stabilità generale.

MODELLAZIONE GEOLOGICA

Le indagini eseguite nell'area e sufficienti in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto, sono consistite in n°1 prova penetrometrica DPM e n°1 prospezione geofisica MASW; si fa riferimento inoltre all'esame macroscopico dei litotipi del substrato roccioso affiorante sui tagli naturali ed artificiali presenti lungo il versante ed all'interno della proprietà.

L'ubicazione, la tipologia e la descrizione delle indagini in sito sono riportate nelle tavole in appendice, insieme ai risultati dell'elaborazione dei rispettivi programmi specifici.

Per quanto riguarda l'indagine penetrometrica la strumentazione utilizzata è costituita da un penetrometro dinamico prodotto dalla Ditta Compac; per la prospezione sismica l'unità di acquisizione è della Sara Elettronic Instruments 24 canali – 24 bit, i sensori sono GS11D 4.5 Hz, l'energizzazione è data da una mazza da 8 kg su piastra metallica.

Da tali indagini è stato possibile, oltre che definire la modellazione sismica, ricostruire il seguente profilo stratigrafico-geotecnico del sottosuolo presente lungo il versante interessato dal progetto (modello geologico-geotecnico), a partire dalla quota attuale del p.c. ed escludendo l'esile copertura alterata superficiale ed eventuali locali coltri eluvio/colluviali:

da 0.5/1.0 a >30.0 m SUBSTRATO ROCCIOSO - marne, arenarie, calcareniti, variamente sabbiose ed argillose
(comportamento litoide e pseudo/litoide)

| <i>parametro</i> | <i>simb</i> | <i>Unità</i> | <i>valore rilevato</i> | <i>M1 v. caratter.</i> | <i>M2 v. progett.</i> |
|---|----------------|--------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| peso di volume naturale | γ | kN/m ³ | 21/22 | 21 | 21 |
| peso di volume saturo | γ_{sat} | kN/m ³ | 22 | 22 | 22 |
| coesione non drenata - <i>tensioni totali</i> | c_u | kN/m ² | >100 | 100 | 71 |
| coesione efficace - <i>tensioni effettive</i> | c' | kN/m ² | >100 | 100 | 80 |
| angolo attrito non drenato - <i>tensioni totali</i> | ϕ_u | gradi ses. (°) | >35 | 35 | 29 |
| angolo attrito interno efficace - <i>ten. effettive</i> | ϕ' | gradi ses. (°) | >35 | 35 | 29 |
| coefficiente sottofondo (cost. di Winkler) | K_0 | kg/cm ³ | >15 | 15 | 15 |
| grado di sovraconsolidazione | OCR | - | >1 | >1 | >1 |
| modulo di Poisson | ν | - | 0.3 | 0.35 | 0.35 |
| modulo elastico | E | kg/cm ² | >200 | 200 | 200 |

Per quanto riguarda invece i depositi alluvionali presenti nell'area pianeggiante si può indicare il seguente profilo stratigrafico-geotecnico (modello geologico-geotecnico), a partire dalla quota attuale del p.c. ed escludendo anche in questo caso la copertura alterata superficiale:

da 0.5/1.0 a <10.0 m DEPOSITI ALLUVIONALI – sabbie e ghiaie variamente limose ed argillose
(comportamento prevalentemente incoerente)

| | <i>simb</i> | <i>Unità</i> | <i>valore rilevato</i> | <i>M1 v. caratter.</i> | <i>M2 v. progett.</i> |
|---|----------------|--------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| peso di volume naturale | γ | kN/m ³ | 18.5 | 18.5 | 18.5 |
| peso di volume saturo | γ_{sat} | kN/m ³ | 20 | 20 | 20 |
| coesione non drenata - <i>tensioni totali</i> | c_u | kN/m ² | 0 | 0 | 0 |
| coesione efficace - <i>tensioni effettive</i> | c' | kN/m ² | - | - | - |
| angolo attrito non drenato - <i>tensioni totali</i> | ϕ_u | gradi ses. (°) | 30 | 20 | 24.7 |
| angolo attrito interno efficace - <i>ten. effettive</i> | ϕ' | gradi ses. (°) | 30 | 20 | 24.7 |
| coefficiente sottofondo (cost. di Winkler) | K_0 | kg/cm ³ | 1/2 | 1 | 1 |
| grado di sovraconsolidazione | OCR | - | >1 | >1 | >1 |
| modulo di Poisson | ν | - | 0.35 | 0.35 | 0.35 |
| modulo elastico | E | kg/cm ² | 100 | 100 | 100 |

Verifiche di stabilità

Sono state effettuate verifiche di stabilità sia del versante collinare che del salto più alto, lungo la sezione d'interesse e nel secondo caso con i parametri geotecnici del terreno da ricostruire stimati dopo compattazione.

Le verifiche sono state effettuate con il programma "Slope" della Geostru e con il metodo di Bishop, ed è stato preso in considerazione il calcolo in base al D.M. 14/01/2008.

Le verifiche hanno fornito i seguenti coefficienti minimi di stabilità F_s , cioè il rapporto tra le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti che agiscono su una ipotetica superficie circolare:

- $F_s=2.82$ lungo il versante roccioso;
- $F_s=1.35$ lungo la scarpata di valle del salto ed a lungo termine;

in ogni caso superiore al valore che impone la normativa di riferimento superiore a 1.

MODELLAZIONE SISMICA

La presente modellazione ha lo scopo di definire, in relazione alla tipologia d'intervento, l'azione sismica di progetto sulla base delle valutazioni geologiche-geomorfologiche del sito, derivanti anche dallo studio e modellazione geologica precedentemente illustrati e dai risultati della prospezione sismica condotta in sito.

Il sito ricade in zona sismica di 2^a categoria (grado di sismicità pari a 9), come individuato nella D.G.R. del 18 settembre 2012 n. 1111 "Aggiornamento classificazione sismica del territorio regionale dell'Umbria" seguita alla D.G.R. del 18 giugno 2003 n. 852 "Approvazione classificazione sismica del territorio regionale dell'Umbria" ed alle disposizioni dell'Ordinanza del P.C.M. n°3274 del 20/03/2003.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto è stata stabilita la vita nominale delle strutture, la classe d'uso ed il periodo di riferimento; sulla base di ciò è stato stabilito il periodo di ritorno associato a ciascuno stato limite per le strutture in progetto ed è stata definita la pericolosità sismica di base (caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse) per una prefissata P_{VR} (probabilità di superamento associata ad ogni stato limite), in merito allo studio dell'Istituto Nazionale e di Geofisica e Vulcanologia (INGV); alla pericolosità sismica di base è stata associata l'amplificazione sismica locale, dovuta alla litostratigrafia e topografia.

L'azione sismica di riferimento è stata rappresentata in termini di spettri di risposta elastici in spostamento, da cui, per mezzo del coefficiente di struttura di default, sono stati derivati i corrispondenti spettri di progetto.

In alternativa a quanto effettuato, l'azione sismica di progetto poteva essere definita per mezzo di accelerogrammi reali, artificiali o generati da simulazioni numeriche, dove nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica è descritta in termini di storia temporale di accelerazione su un sito di riferimento roccioso affiorante, con superficie topografica orizzontale.

Il ricorso a metodi semplificati è giustificato dalle NTC08 perché, come nel caso specifico, non si tratta di sito caratterizzato da terreni a bassa consistenza o suscettibili alla liquefazione (esclusione appartenenza categoria S1 ed S2) e da morfologia complessa superficiale o sepolta, neppure dalla presenza di eterogeneità laterali o di variabilità plano-altimetriche pronunciate del tetto del substrato; per l'applicabilità dei metodi devono infatti essere escluse tutte quelle situazioni dove sono possibili effetti bi- o tri-dimensionali, effetti di bacino e di focalizzazione dell'energia sismica per cui bisogna ricorrere a specifiche analisi di risposta sismica locale.

Il base alla tipologia degli interventi, possono essere definiti:

- vita nominale $V_N \geq 50$ anni;
- classe d'uso II ($C_U = 1$);
- periodo di riferimento $V_R \geq 50$ ($V_N \times C_U$).

Di supporto alla modellazione è stata effettuata una prospezione geofisica MASW lungo il versante roccioso, con stendimento, caratteristiche strumentali e modalità d'esecuzione riportati negli allegati in appendice, e con la quale è stato possibile definire la categoria B di sottosuolo, ossia "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina)".

Per la zona pianeggiante costituita da depositi alluvionali può essere invece assegnata cautelativamente la categoria di sottosuolo C.

Per quanto riguarda la categoria topografica si può assegnare al sito in esame la categoria T1 ossia "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", visto la semplice morfologia superficiale/sepolta e le pendenze del sito.

I risultati della modellazione sismica sono riportati in appendice e devono essere presi come indicativi in quanto non sono ottenuti dai reali parametri delle strutture in elevazione.

Nell'ambito della zona in esame non sono inoltre superficialmente rilevabili evidenti lineazioni morfologiche di faglie sismogenetiche in grado di testimoniare fenomeni tettonici attivi.

Per quanto riguarda l'amplificazione si indicano:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s compreso tra $1 \leq 1.4-0.4F_{0a_g}/g \leq 1.2$;
- coefficiente C_c pari a $1.1 (T_c)^{-0.2}$;
- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$.

L'esclusione della verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze indicate nel punto 7.11.3.4 del DM 14.01.2008:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al p. campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna ...;
4. depositi costituiti da sabbie pulite ...;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1

Visto la costituzione litoide del sottosuolo presente lungo il versante e la granulometria eterogenea del deposito sabbioso/ghiaioso alluvionale, può essere esclusa la possibilità di liquefazione dei terreni in fase sismica.

VERIFICA IDRAULICA

La verifica idraulica in questione ha permesso di valutare l'attuale capacità di smaltimento del T.Fersinone nel tratto in questione e di confermare l'esclusione dell'esondabilità dell'area interessata agli interventi emersa dagli studi condotti dall'A.B.Tevere; non si è effettuata una simulazione idraulica del corso d'acqua, in considerazione della presenza di tali studi condotti dall'A.B.Tevere sul F.Nestore e che interessano anche l'area di confluenza del T.Fersinone.

La sezione di verifica si trova alla quota di circa 172 m s.l.m. ed il bacino idrografico/imbrifero sotteso raggiunge una quota massima di circa 853 m s.l.m. (Montarale) con un dislivello relativo di circa 681 metri.

Il moto idraulico è assunto permanente ed uniforme in virtù della uniformità dell'alveo nel tratto di verifica, sia nella forma che nella natura/qualità del materiale dell'alveo.

I dati relativi alla sezione d'interesse, come ricostruito dalla cartografia tecnica IGM e CTR, possono essere riassunti nella tabella sottostante:

| Simb. | Denominazione | Valore | Unità |
|-------|--|--------|-----------------|
| S | Superficie del bacino imbrifero sotteso | 110 | km ² |
| L | Lunghezza dell'asta principale | 17 | Km |
| I | Pendenza corso d'acqua sezione di verifica | 0.003 | - |

La verifica è stata fatta tenendo in considerazione un tempo di ritorno dell'evento di piena pari a $T=50$ e $T=200$ anni.

La valutazione delle massime portate, assegnato un determinato tempo di ritorno, è stata effettuata con il metodo empirico indicato nei trattati dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere e definito come "Metodo Unificato". Tale metodo permette di definire le aree inondabili da corsi d'acqua del reticolo del bacino diverso dal reticolo principale (diverso dalle aste del Fiume Tevere, Chiascio, Nestore, Naia, ecc...).

Il "Metodo Unificato" prevede l'utilizzo della seguente formula:

$$Q_T = \frac{h_{d,t} k_r k_d S}{3.6 t_c}; \text{ dove:}$$

Q_T = portata di piena (m^3/s);

$h_{d,t}$ = parametro funzione della latitudine del centroide del bacino (mm);

K_r = parametro funzione della latitudine del centroide e del tempo di corrivazione;

k_d = parametro funzione della permeabilità del bacino;

S = superficie del bacino (Km^2);

t_c = tempo di corrivazione (h).

Calcolo del tempo di corrivazione (t_c)

Si fa riferimento alla formula di Giandotti che può essere adottata per piccoli bacini e che è scritta nel modo seguente:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$$

dove S = superficie del bacino (km^2), L = lunghezza asta (km) ed H = altezza media del bacino (m), riferiti all'area in esame. Per il valore di H si può prendere la metà del dislivello tra la quota più alta del bacino e quella della sezione dell'alveo considerata, da cui $H=340.5$ m; sostituendo i valori nella relazione si ottiene:

$$t_c = \frac{4\sqrt{110} + 1.5 \cdot 17}{0.8\sqrt{340.5}} = 2.85 \text{ ore}$$

Determinazione del valore $h_{d,t}$ in funzione del tempo di ritorno T_r

Per il calcolo di tale parametro occorre valutarne altri tra cui:

Determinazione di Z/L e Z/Y per una latitudine del centroide di 42.900

$$Z/L = 0.01631$$

$$Z/Y = 0.13224$$

Determinazione del parametro s_1

$$s_1 = 90 \times Z/L - 11.4 \times Z/Y = -0.039636$$

Determinazione del valore $E_{(h1)}$

$$E_{(h1)} = (s_1 + 1) \times 29 = 27.85 \text{ mm}$$

Determinazione del termine k_T in funzione del tempo di ritorno T_r (tabella PAI)

$$k_T = 2.0601 \text{ con } T_r = 50 \text{ anni}$$

$$k_T = 2.7036 \text{ con } T_r = 200 \text{ anni}$$

Determinazione del valore $h_{d,t}$ in funzione del tempo di ritorno T_r

$$h_{d,t} = K_T \times E_{(h1)} \times t_c^{(0.29)} = 2.0601 \times 27.85 \times 2.85^{(0.29)} = 77.73 \text{ mm con } T_r = 50 \text{ anni}$$

$$h_{d,t} = K_T \times E_{(h1)} \times t_c^{(0.29)} = 2.7036 \times 27.85 \times 2.85^{(0.29)} = 102.01 \text{ mm con } T_r = 200 \text{ anni}$$

Determinazione del parametro K_r

Tale valore può essere assunto pari all'unità $K_r = 1$

Determinazione di k_d (coefficiente deflusso 0.5 permeabilità) funzione T_r

$k_d = 0.29$ con $T_r = 50$ anni

$k_d = 0.31$ con $T_r = 200$ anni

Determinazione della portata

$$Q_T = \frac{h_{d,i} k_r k_d S}{3.6 t_c} = 77.73 \times 1 \times 0.29 \times 110 / (3.6 \times 2.85) = 241 \text{ m}^3/\text{s} \text{ con } T_r = 50 \text{ anni}$$

$$Q_T = \frac{h_{d,i} k_r k_d S}{3.6 t_c} = 102.01 \times 1 \times 0.31 \times 110 / (3.6 \times 2.85) = 339 \text{ m}^3/\text{s} \text{ con } T_r = 200 \text{ anni}$$

Verifica sezione del corso d'acqua

La sezione geometrica misurata e riportata in allegato indica che la sezione idraulica minima ha una forma trapezoidale con larghezza alla base di circa 15 metri ed in sommità di circa 36 m, con un'altezza pari a circa 4 m.

La pendenza longitudinale dell'alveo in questo tratto è circa pari a $i=0.003$, come desumibile dalle quote C.T.R..

Il moto idraulico è assunto permanente ed uniforme in virtù della uniformità dell'alveo nel tratto di verifica, sia nella forma che nella natura/qualità del materiale dell'alveo; in tali condizioni si può fare ricorso alla formula di Gaukler-Strickler scritta nella forma:

$$Q = Av = A K_s R_H^{2/3} i^{1/2}$$

dove A è l'area della sezione liquida (m^2), K_s è il coefficiente di scabrezza in $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, R_H è il raggio idraulico (rapporto tra l'area A della sezione liquida e il perimetro bagnato P) e i è la pendenza dell'alveo.

Il coefficiente di scabrezza di Strickler (K_s) può essere assunto pari a 35 per i corsi d'acqua naturali in terra come quello in questione.

Per la verifica della sezione idraulica minima, note le caratteristiche geometriche della stessa per un'altezza di acqua pari al 100% ($H=4$ m, $A=102$ m^2 , $P=37$ m e $R_H=2.75$), si possono quindi inserire i valori nella relazione di cui sopra ottenendo la portata massima smaltibile dal corso d'acqua nella sezione considerata che è:

$$Q = 102 \times 35 \times 2.75^{2/3} \times 0.003^{1/2} = 383 \text{ m}^3/\text{s}$$

superiore alla portata di massima piena calcolata e prevista con $T=200$ anni ($339 \text{ m}^3/\text{s}$).

CONCLUSIONI

Da un punto di vista geologico, si può concludere che non esistono controindicazioni all'intervento in progetto in relazione alla sua tipologia ed, in particolare:

- i terreni del sottosuolo sono di natura alluvionale e rocciosa (rispettivamente area pianeggiante basale e di versante) ed hanno idonee caratteristiche geotecniche/geomeccaniche, non sono suscettibili di liquefazione in fase di sisma;
- il sito non è interessato attualmente da movimenti gravitativi in atto o latenti e da azioni morfogenetiche delle acque superficiali, né tale stabilità può essere alterata dall'intervento stesso;
- la falda idrica sotterranea non interferisce con gli interventi in progetto; nell'area pianeggiante la circolazione idrica risente delle oscillazioni del T.Fersinone e può risalire fino in prossimità del p.c. nel corso di eccezionali eventi meteorici;
- non esistono altre problematiche ambientali che possano essere di rilevante pericolosità.

Visto il modello geologico e le caratteristiche geotecniche/morfologiche dei terreni, si può ritenere idoneo la realizzazione di quanto in progetto in relazione alla sua tipologia.

La verifica di quanto riportato dovrà essere confermata in fase di scavo.

Eventuali discordanze tra quanto esposto in tale sede e quanto direttamente rilevato in fase di realizzazione degli interventi, dovranno essere tempestivamente comunicate allo scrivente al fine di valutare correttamente la reale incidenza delle stesse sulle opere in progetto.

TAVOLE:

- corografia topografica, planimetria catastale, cartografia vincoli, cartografia geologica tematica, planimetria progettuale, sezione geologica.

ALLEGATI:

- indagini geognostiche e geofisiche in sito;
- verifica alla liquefazione;
- verifiche di stabilità;
- grafici verifiche idrauliche.

Marsciano, febbraio 2015



COMUNE DI SAN VENANZO

Provincia di PERUGIA

CERTIFICAZIONE DI COMPATIBILITA' IN MATERIA IDROGEOLOGICA

INTERVENTI EDILIZI CHE INTERESSANO TERRENI VINCOLATI A SCOPI IDROGEOLOGICI - R.D. 3267/1923

ALLEGATA ALLA ISTANZA DI [PERMESSO DI COSTRUIRE] / [SEGNALAZIONE CERTIFICATA
DI INIZIO ATTIVITA' EDILIZIA]
(legge regionale 1/2015)

Il/La sottoscritto/a SERVETTINI LUCA

nato a FOLIGNO

il 22/11/1976

residente in Via Giuseppe di Vittorio 19

tel./fax: 075/8748631 cell. 349/0788996

servettiniluca1976@libero.it

in qualità di geologo abilitato iscritto all'Ordine dei Geologi

della Regione Umbria

con il numero di iscrizione 422

c.f./p.IVA SRV LCU 76S22 D653R / 02742780543

con riferimento alla istanza per il rilascio di [Permesso di Costruire] / [Segnalazione Certificata di Inizio Attività edilizia]

presentata da ASSOCIAZIONE ENRICO SCORPIONI

in qualità di: ☒ proprietario/i ☐ titolare/i del seguente diritto reale sull'immobile _____

☐ legale rappresentante della società _____

come da dichiarazione redatta dal progettista Ing. Fuso Giovanni

e documentazione allegati alla istanza di [Permesso di Costruire] / [Segnalazione Certificata di Inizio Attività edilizia] relativa ad interventi da eseguirsi

in Comune di San Venanzo

Fraz./Loc. Ciciano

Foglio Catastale 17 Particelle 2, 3, 4, 22, 24, 141, 212, 214, 216

Visti gli elaborati di progetto dell'intervento edilizio di cui all'oggetto

Valutata la compatibilità dell'intervento edilizio con le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrauliche del territorio interessato sulla base della Relazione Geologica, Idrogeologica ed Idraulica [1] allegata al progetto edilizio,

CERTIFICA [2]

La compatibilità dell'intervento edilizio con le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrauliche del territorio interessato

ai fini della documentazione da allegare all'istanza di titolo abilitativo di cui alla L.R. 1/2015

La presente certificazione tiene conto di garantire l'ordinato assetto idrogeologico e la stabilità dei terreni e dei versanti, oltre che la corretta regimazione delle acque superficiali e ne attesta la conformità ai Piani di Settore [3], alle condizioni e/o prescrizioni riportate nella Relazione Geologica, Idrogeologica ed Idraulica [1] da ritenersi qui integralmente richiamata e trascritta[4].

DATA febbraio 2015

TIMBRO E FIRMA



NOTE:

[1] Idraulica: qualora non prodotta omettere.

[2] La presente certificazione riguarda le modifiche apportate allo stato dei luoghi limitatamente all'intervento edilizio in oggetto e non può ritenersi valida per ulteriori eventuali opere ed interventi successivi che abbiano a realizzarsi in futuro, nell'ambito dello stesso contesto idrogeologico.

[3] I Piani di Settore sono quelli di cui al punto 3.2 della dichiarazione del Progettista allegata al [Permesso di Costruire] / [Segnalazione Certificata di Inizio Attività edilizia], limitatamente a quelli attinenti alla presente certificazione e specificati nella §Relazione Geologia, Idrogeologica e Idraulica[1], con particolare riferimento al PAI (Piani di Assetto Idrogeologico).

[4] Sarà cura e responsabilità, ciascuno per le proprie competenze, del soggetto esecutore degli interventi ed opere in progetto, del proprietario/titolare che ha presentato istanza e del Direttore Lavori (eventualmente coadiuvato dal geologo all'uopo incaricato), verificare l'effettiva realizzazione degli interventi prescritti per garantire l'ordinato assetto idrogeologico e la stabilità dei terreni e dei versanti, oltre che la corretta regimazione delle acque superficiali.

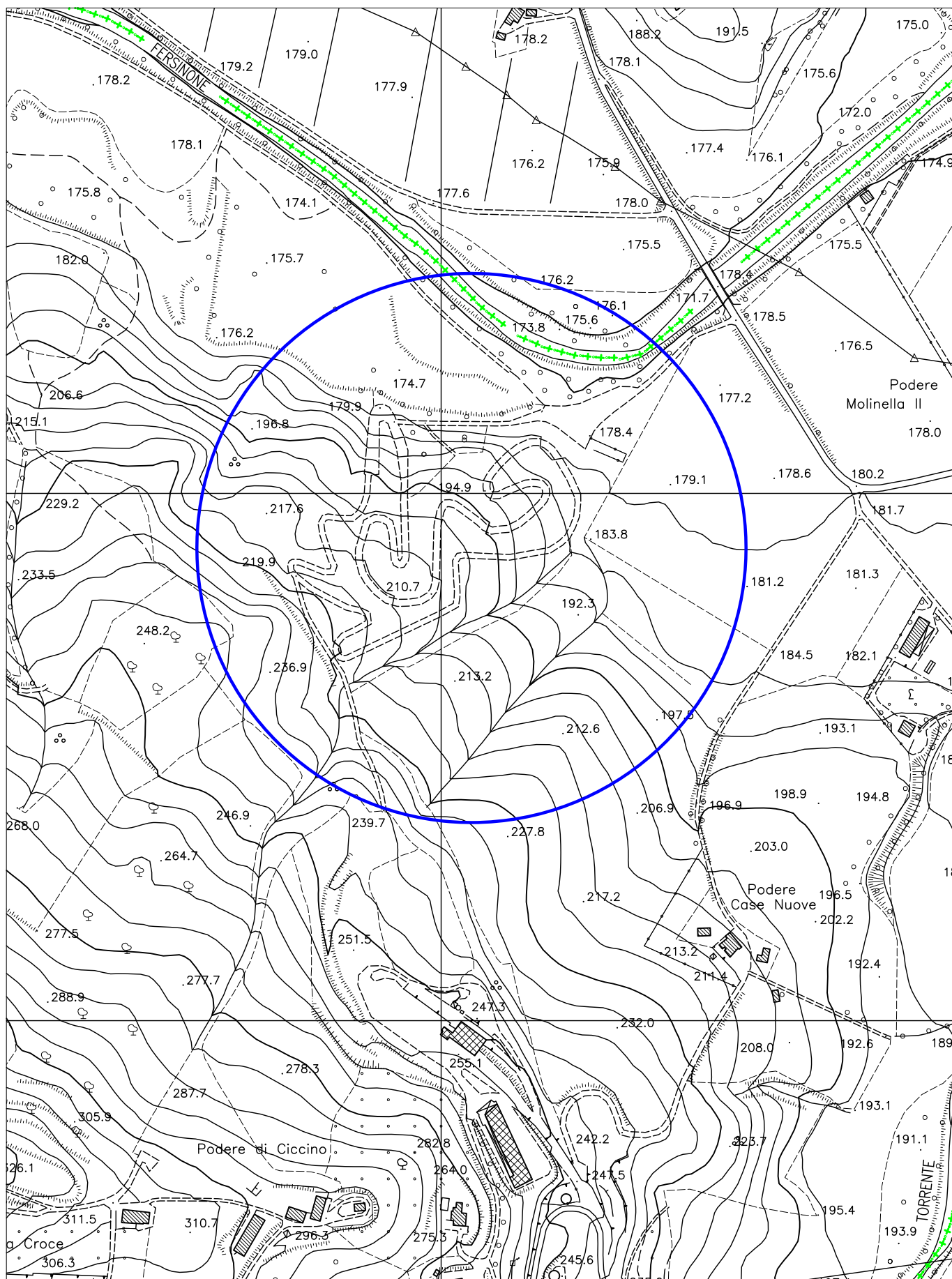
This is a detailed topographic map of a region in Italy, centered around the town of Morcella. The map features the Fersinone river and its tributaries, including the F. S. Pietro and F. S. Giovanni. Numerous localities are labeled, such as Pod. S. Pietro, Pod. S. Margherita, Pod. S. Silvestro, and Pod. S. Andrea. The map also shows various hills and mountains, including C. Rossino, C. Casaccia, and C. Patollo. A circle is drawn around the area labeled 'M o l i n e l l a', which is located near the town of Poggio Aquilone. The map includes a grid of latitude and longitude lines, and a scale bar at the bottom left.



Area in oggetto

Corografia C.T.R. - scala 1:5.000

Elemento n°322182

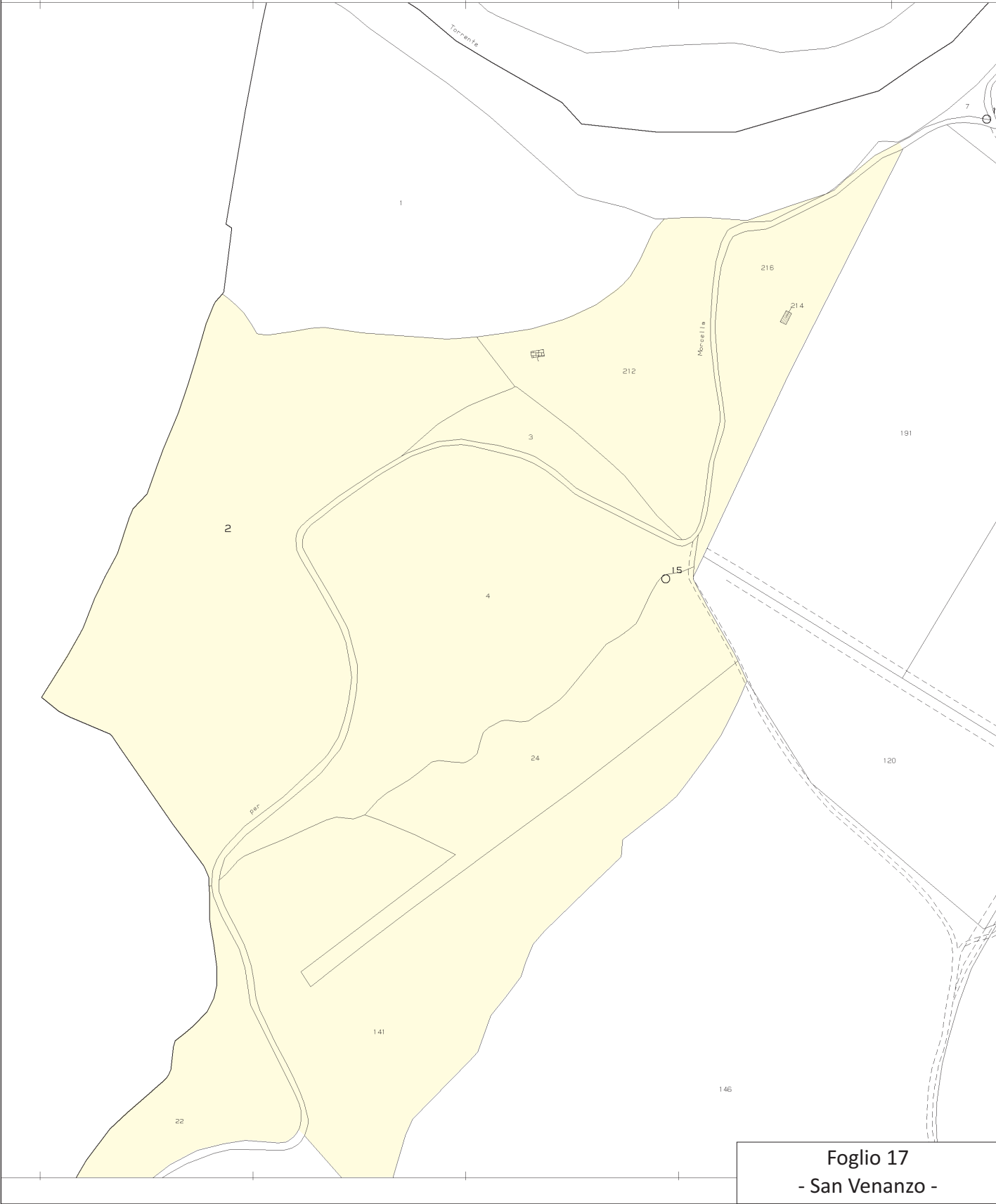


Area in oggetto

Planimetria catastale - scala 1:2.500

ttore DOTT. ING. AIELLO ANGELANTONIO

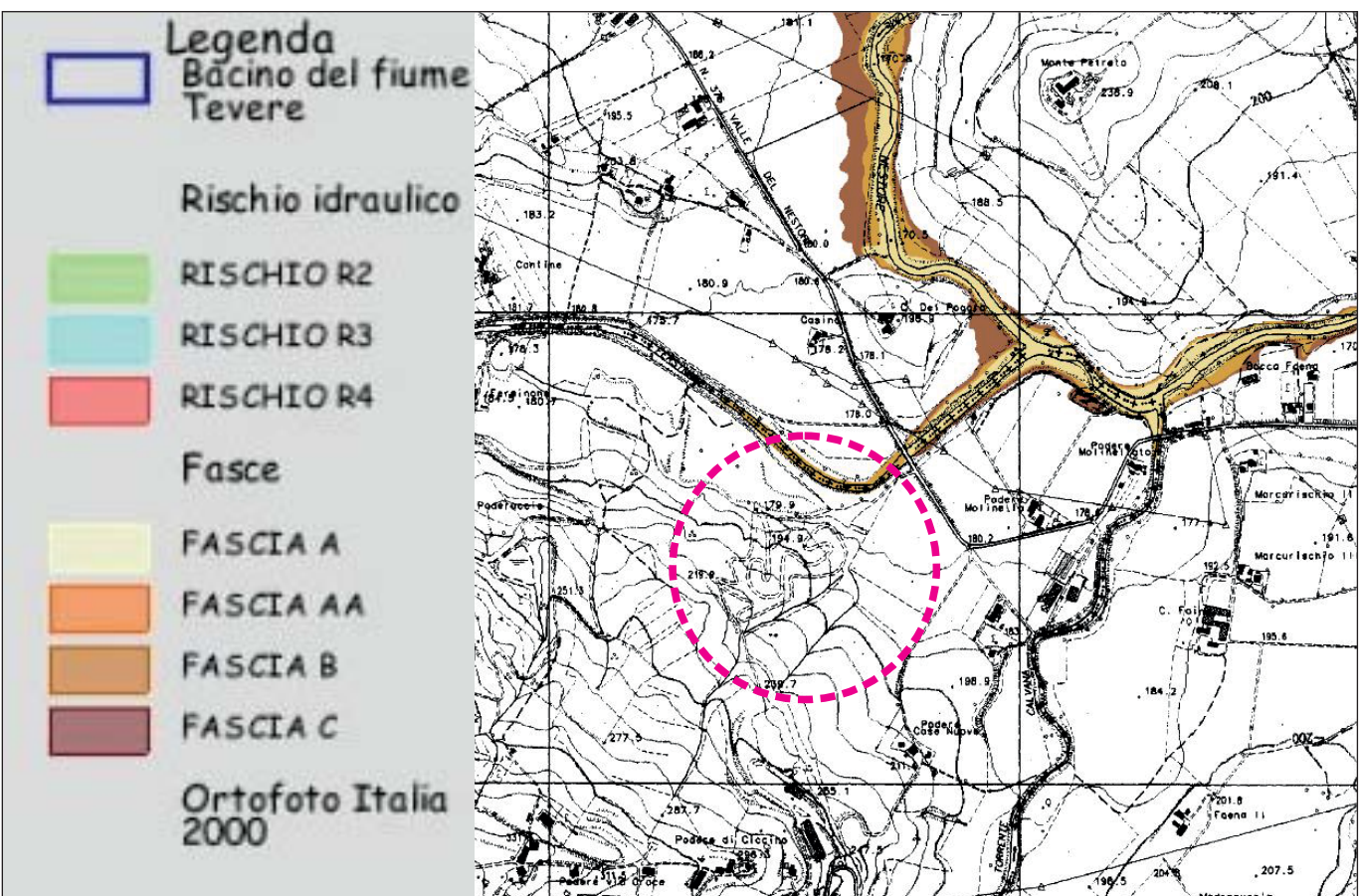
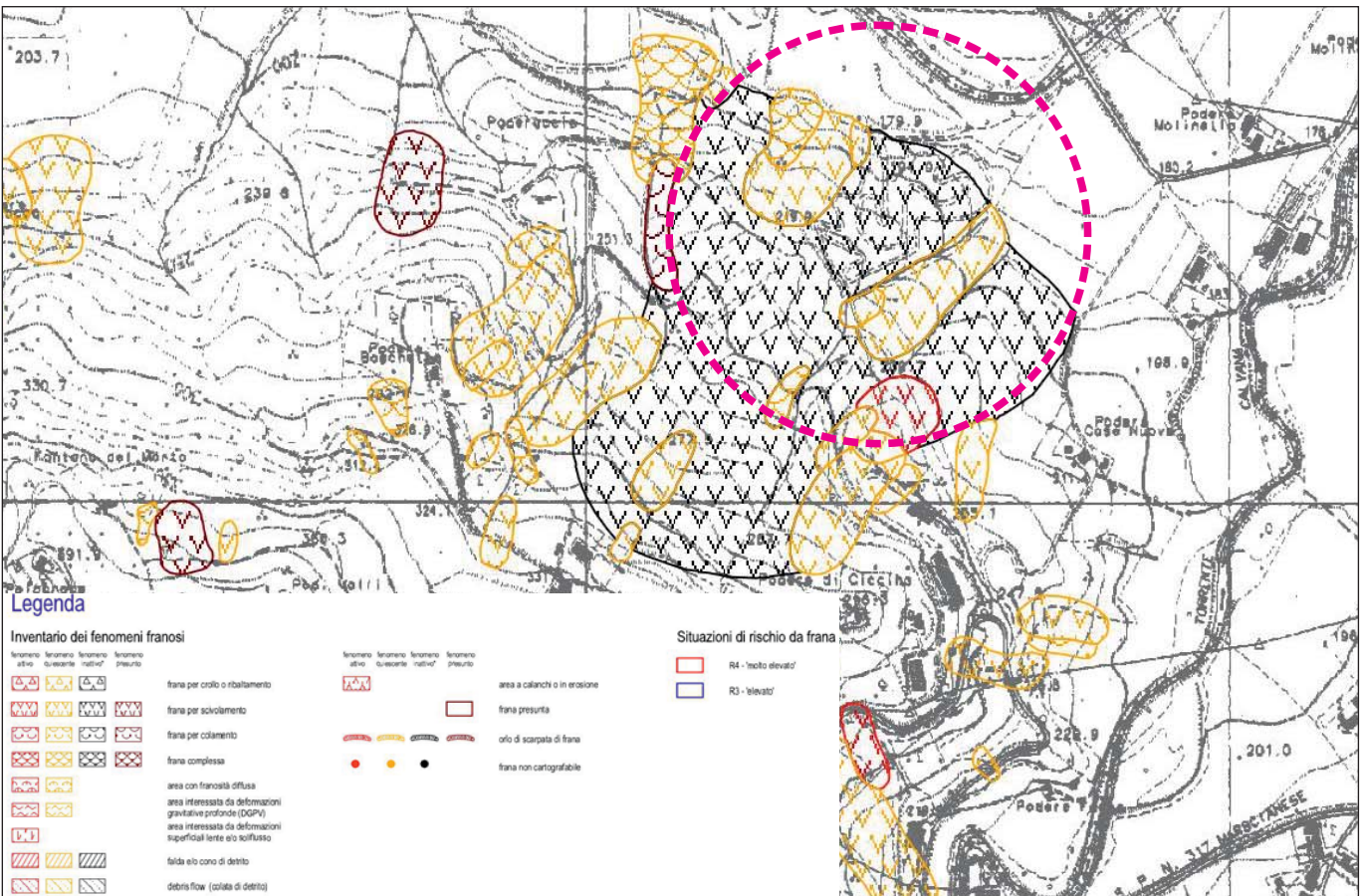
Vis. te



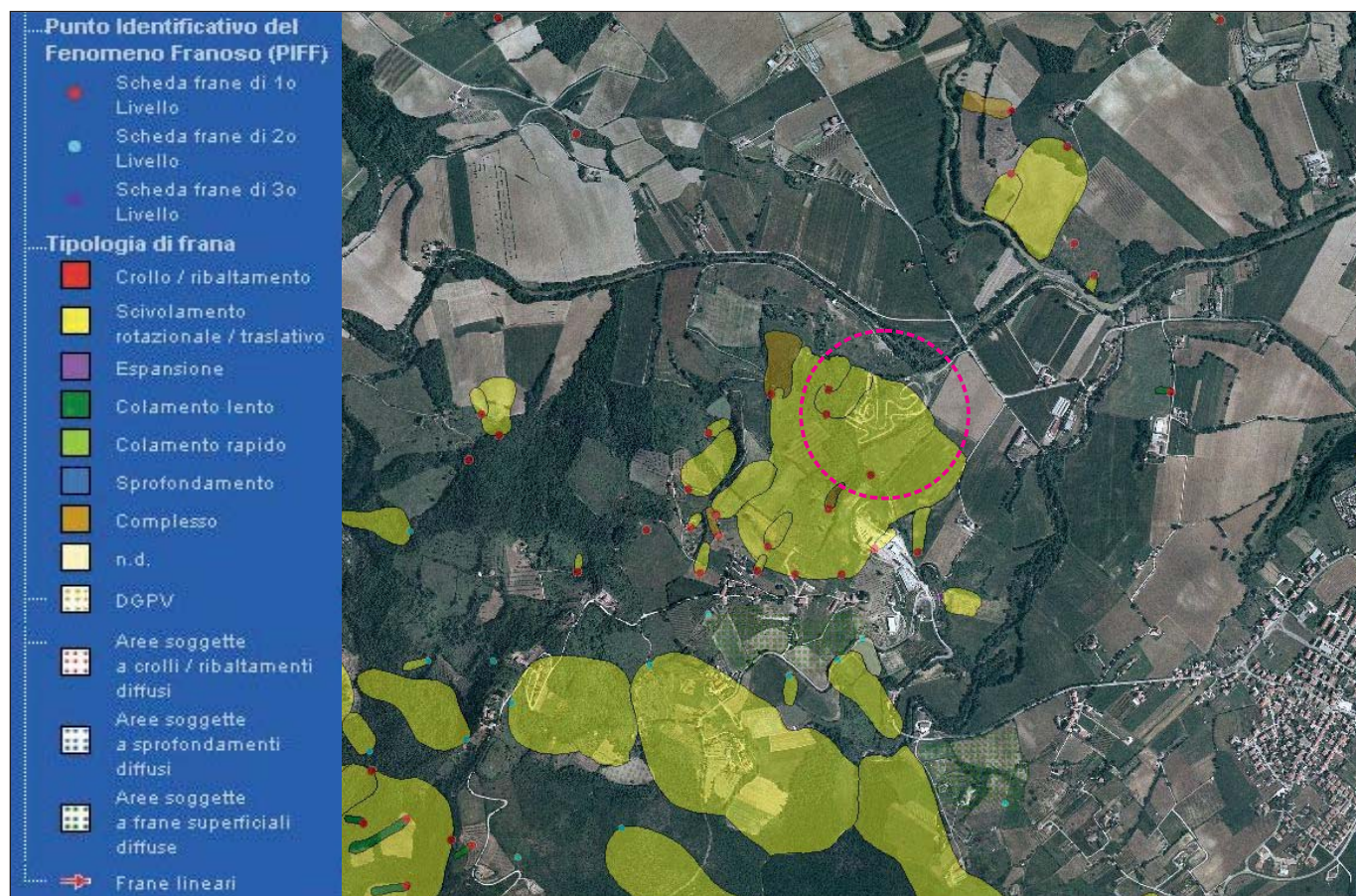
Foglio 17
- San Venanzo -

Terreno di proprietà

Cartografia PAI (geomorfologia ed idraulica) - non in scala



Cartografia PAI / IFFI - non in scala

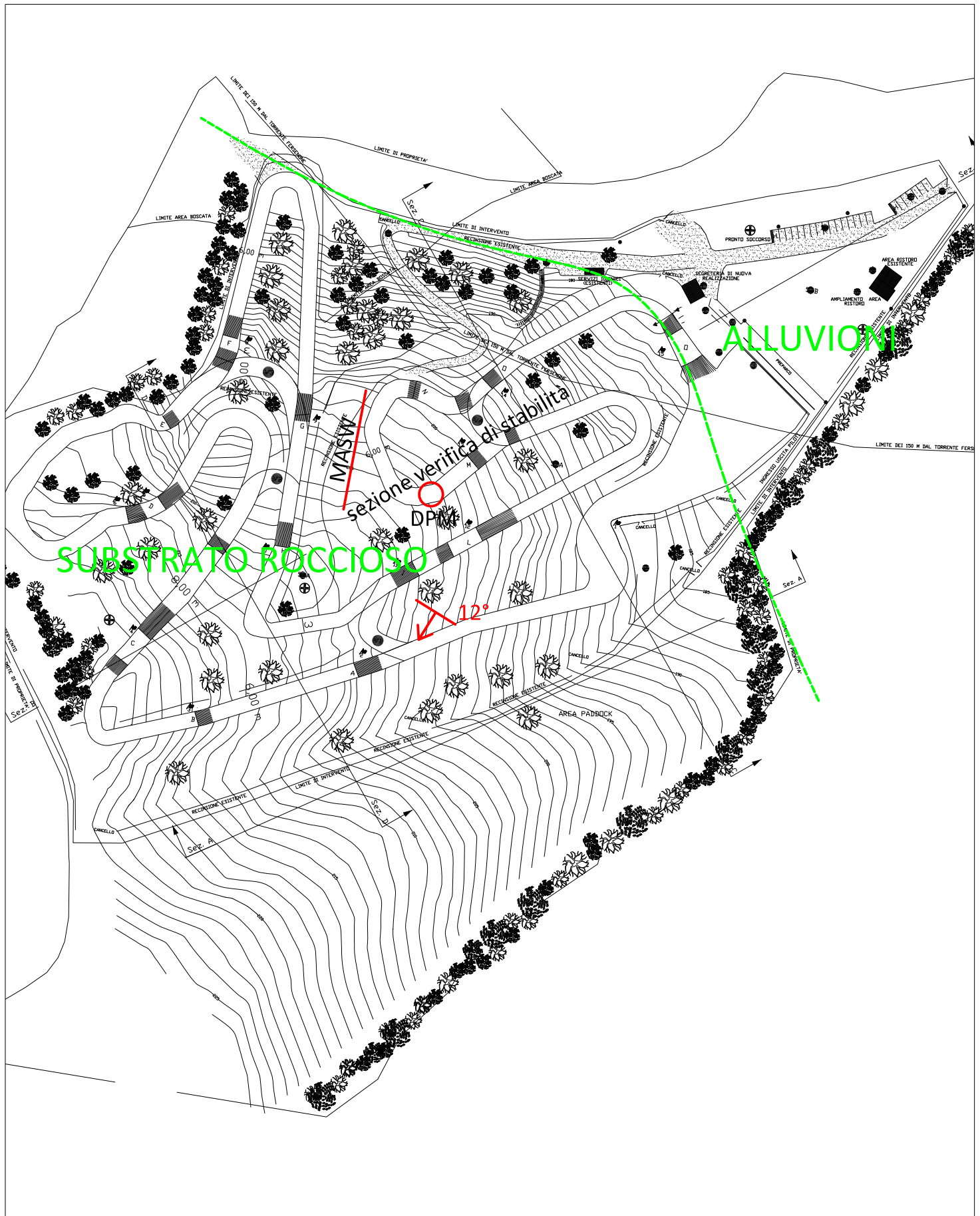


Carta geologica - non in scala



Area in oggetto

Planimetria generale - scala 1:2.000

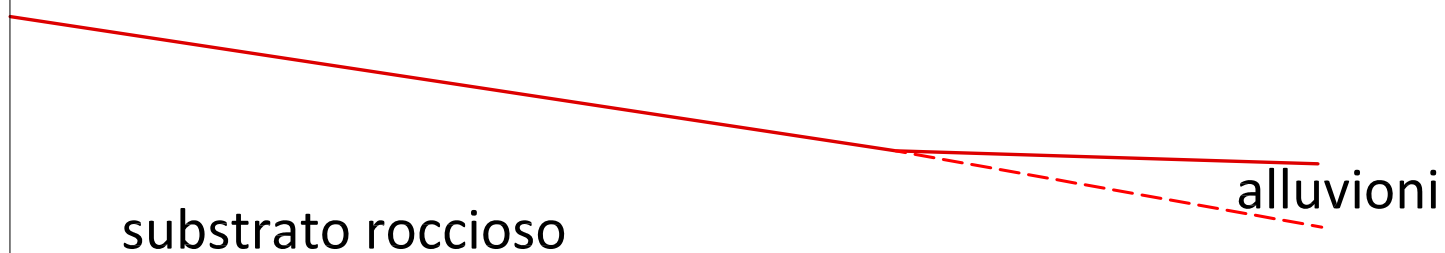


○ Prova penetrometrica

— Prospezione sismica

↑ Pendenza stratificazione

Sezione schematica - scala 1:2.000

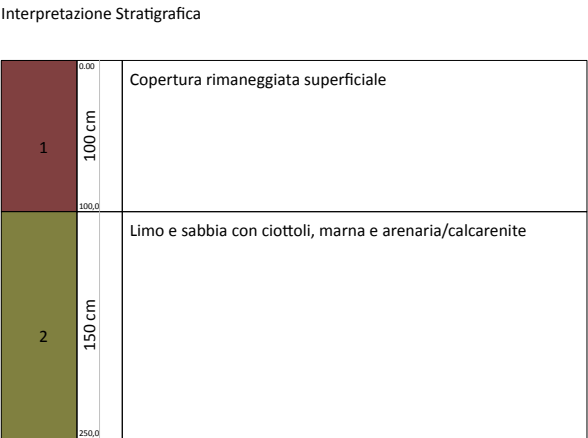
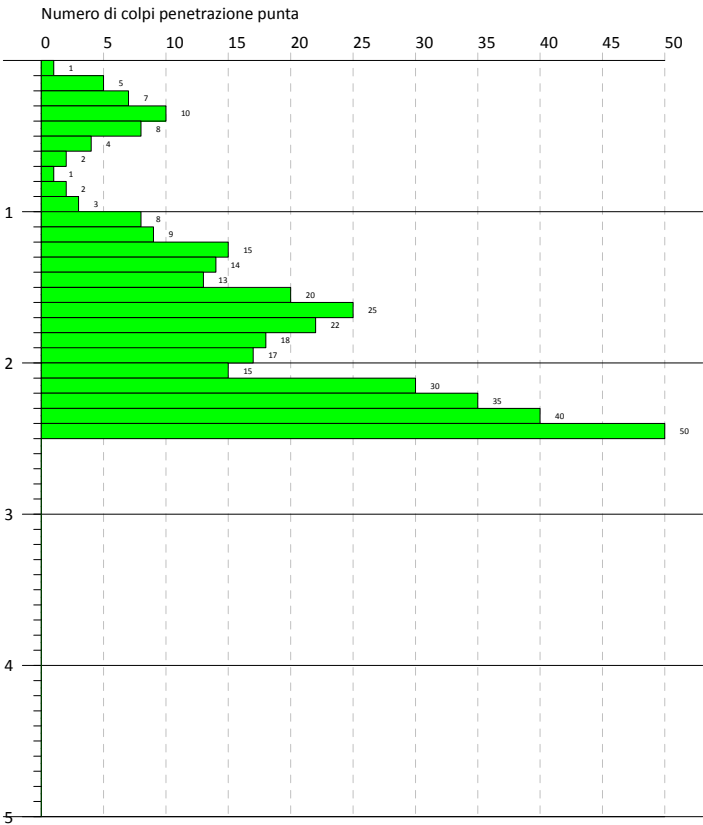


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: ASSOCIAZIONE ENRICO SCORPIONI
Cantiere: Adeguamento impianto sportivo da destinare a pista di motocross
Località: S. Venanzo (Tr) - Loc. Ciciano

Data: 27/10/2014

Scala 1:50



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

| | |
|---|--|
| Committente: ASSOCIAZIONE ENRICO SCORPIONI Cantiere: Adeguamento impianto sportivo da destinare a pista di motocross Località: S. Venanzo (Tr) - Loc. Ciciano | |
|---|--|

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPM (DL030 10) (Medium)

| | |
|---------------------------------|--------------------|
| Rif. Norme | DIN 4094 |
| Peso Massa battente | 30 Kg |
| Altezza di caduta libera | 0,20 m |
| Peso sistema di battuta | 21 Kg |
| Diametro punta conica | 35,68 mm |
| Area di base punta | 10 cm ² |
| Lunghezza delle aste | 1 m |
| Peso aste a metro | 2,9 Kg/m |
| Profondità giunzione prima asta | 0,80 m |
| Avanzamento punta | 0,10 m |
| Numero colpi per punta | N(10) |
| Coeff. Correlazione | 0,761 |
| Rivestimento/fanghi | Si |
| Angolo di apertura punta | 60 ° |

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE **(DYNAMIC PROBING)** **DPSH – DPM (... *scpt* *ecc.*)**

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) 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 α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

| Tipo | Sigla di riferimento | peso della massa M (kg) | prof.max indagine battente (m) |
|-----------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Leggero | DPL (Light) | $M \leq 10$ | 8 |
| Medio | DPM (Medium) | $10 < M < 40$ | 20-25 |
| Pesante | DPH (Heavy) | $40 \leq M < 60$ | 25 |
| Super pesante (Super Heavy) | DPSH | $M \geq 60$ | 25 |

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$),
diametro D = 50.8 mm, area base cono $A = 20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro D = 50.5 mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

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 Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

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

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;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ/ N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

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 $Nspt_k$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$Nspt_k = Nspt_{medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt})$$

dove $sNspt$ è la deviazione standard di $Nspt$

Distribuzione normale R.N.C.

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

$$Nspt_k = Nspt_{medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt}) / \sqrt{n}$$

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 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati $Nspt$ 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 $Nspt$ dello strato considerato risulta inferiore a $Nspt$ critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

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

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 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. 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 mt. sopra falda e < 7 mt. 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 D_r %.
- 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 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL 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 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r 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 D_r % 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 D_r % 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
- Buismann-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 Gamma

- 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 τ 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/sec)

- 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 (Ko)

- 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). $Cu_{min-max}$.
- 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 , (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (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 $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- 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 ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 27/10/2014
 Profondità prova 2.50 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

| Profondità (m) | Nr. Colpi | Nr. Colpi Rivestimento | 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) |
|----------------|-----------|------------------------|------------------------------------|--------------------------------|------------------------|---|---|
| 0,10 | 1 | 0 | 0,857 | 2,86 | 3,34 | 0,14 | 0,17 |
| 0,20 | 5 | 0 | 0,855 | 14,27 | 16,70 | 0,71 | 0,83 |
| 0,30 | 7 | 0 | 0,853 | 19,93 | 23,38 | 1,00 | 1,17 |
| 0,40 | 10 | 0 | 0,851 | 28,41 | 33,40 | 1,42 | 1,67 |
| 0,50 | 8 | 0 | 0,849 | 22,68 | 26,72 | 1,13 | 1,34 |
| 0,60 | 4 | 0 | 0,847 | 11,31 | 13,36 | 0,57 | 0,67 |
| 0,70 | 2 | 0 | 0,845 | 5,64 | 6,68 | 0,28 | 0,33 |
| 0,80 | 1 | 0 | 0,843 | 2,82 | 3,34 | 0,14 | 0,17 |
| 0,90 | 2 | 0 | 0,842 | 5,33 | 6,34 | 0,27 | 0,32 |
| 1,00 | 3 | 0 | 0,840 | 7,98 | 9,51 | 0,40 | 0,48 |
| 1,10 | 8 | 0 | 0,838 | 21,25 | 25,35 | 1,06 | 1,27 |
| 1,20 | 9 | 0 | 0,836 | 23,85 | 28,52 | 1,19 | 1,43 |
| 1,30 | 15 | 0 | 0,785 | 37,29 | 47,54 | 1,86 | 2,38 |
| 1,40 | 14 | 0 | 0,783 | 34,73 | 44,37 | 1,74 | 2,22 |
| 1,50 | 13 | 0 | 0,781 | 32,18 | 41,20 | 1,61 | 2,06 |
| 1,60 | 20 | 0 | 0,780 | 49,41 | 63,38 | 2,47 | 3,17 |
| 1,70 | 25 | 0 | 0,728 | 57,67 | 79,23 | 2,88 | 3,96 |
| 1,80 | 22 | 0 | 0,726 | 50,64 | 69,72 | 2,53 | 3,49 |
| 1,90 | 18 | 0 | 0,775 | 42,05 | 54,27 | 2,10 | 2,71 |
| 2,00 | 17 | 0 | 0,773 | 39,63 | 51,26 | 1,98 | 2,56 |
| 2,10 | 15 | 0 | 0,772 | 34,90 | 45,23 | 1,74 | 2,26 |
| 2,20 | 30 | 0 | 0,720 | 65,14 | 90,45 | 3,26 | 4,52 |
| 2,30 | 35 | 0 | 0,669 | 70,56 | 105,53 | 3,53 | 5,28 |
| 2,40 | 40 | 0 | 0,617 | 74,43 | 120,60 | 3,72 | 6,03 |
| 2,50 | 50 | 0 | 0,616 | 92,82 | 150,75 | 4,64 | 7,54 |

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Terzaghi -Peck | Sanglerat | Terzaghi -Peck (1948) | U.S.D.M .S.M | Schmert mann 1975 | SUNDA (1983) Benassi e Vannelli | Fletcher (1965) Argilla di Chicago | Houston (1960) | Shioi - Fukui 1982 | Begeman n | De Beer |
|---|------|------------------|----------------|-----------|-----------------------|--------------|-------------------|---------------------------------|------------------------------------|----------------|--------------------|-----------|---------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 0,20 | 0,41 | 0,15 | 0,13 | 0,32 | 0,43 | 0,30 | 0,68 | 0,16 | 0,47 | 0,41 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareni te | 16,8 | 2,50 | 1,13 | 2,10 | 1,00 | 0,66 | 1,66 | 2,04 | 1,45 | 1,79 | 0,84 | 2,63 | 2,10 |

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

| Nspt | Prof. Strato (m) | Correlazione | Qc (Kg/cm ²) | |
|--|------------------|--------------|--------------------------|-------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | Robertson (1983) | 6,54 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | Robertson (1983) | 33,60 |

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Stroud e Butler (1975) | Vesic (1970) | Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner | Buisman-Sanglerat |
|--|------|------------------|------------------------|--------------|--|-------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 15,00 | 49,05 | 35,14 | 40,88 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 77,08 | -- | 173,14 | 168,00 |

Modulo di Young (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Schultze | Apollonia |
|--|------|------------------|----------|-----------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 17,21 | 32,70 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 172,80 | 168,00 |

Classificazione AGI

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Correlazione | Classificazione |
|--|------|------------------|----------------------------|-------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | Classificaz. A.G.I. (1977) | POCO CONSISTENTE |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | Classificaz. A.G.I. (1977) | MOLTO CONSISTENTE |

Peso unità di volume

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Correlazione | Peso unità di volume (t/m ³) |
|--|------|------------------|-------------------|--|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | Meyerhof ed altri | 1,65 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | Meyerhof ed altri | 2,08 |

Peso unità di volume saturo

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Correlazione | Peso unità di volume saturo (t/m ³) |
|--|------|------------------|-------------------|---|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | Meyerhof ed altri | 1,86 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | Meyerhof ed altri | 2,29 |

Velocità onde di taglio

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Correlazione | Velocità onde di taglio (m/s) |
|--|------|------------------|--------------|-------------------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | | 0 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | | 0 |

TERRENI INCOERENTI**Densità relativa**

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Gibbs & Holtz 1957 | Meyerhof 1957 | Schultze & Menzenbach (1961) | Skempton 1986 |
|--|------|------------------|--------------------|---------------|------------------------------|---------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 17,58 | 42,93 | 57,97 | 16,07 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 45,91 | 85,18 | 88,8 | 46,17 |

Angolo di resistenza al taglio

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 | Meyerhof (1956) | Sowers (1961) | Malcev (1964) | Meyerhof (1965) | Schmertmann (1977) Sabbie | Mitchell & Katti (1981) | Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) | Japanese National Railway | De Mello | Owasaki & Iwasaki |
|--|------|------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-----------------|---------------|---------------|-----------------|---------------------------|-------------------------|---|---------------------------|----------|-------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | 27,93 | 20,93 | 28,92 | 32,34 | 30,93 | 0 | <30 | 22 | 27,98 | 29,03 | 23,09 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 16,8 | 31,8 | 24,8 | 32,7 | 32,04 | 36,07 | 39,93 | 30-32 | 30,87 | 32,04 | 42,41 | 33,33 |

Modulo di Young (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Terzaghi | Schmertmann (1978) (Sabbie) | Schultze-Menzelbach (Sabbia ghiaiosa) | D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia) | Bowles (1982) Sabbia Media |
|--|------|------------------|----------------------------------|----------|-----------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | --- | 26,16 | --- | --- | --- |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 16,8 | 292,57 | 134,40 | 198,94 | 306,00 | 159,00 |

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Buisman-Sanglerat (sabbie) | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | Farrent 1963 | Menzenbach e Malcev (Sabbia media) |
|--|------|------------------|----------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|--------------|------------------------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | --- | 34,18 | 23,22 | 52,58 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 16,8 | 100,80 | 61,97 | 119,28 | 112,93 |

Classificazione AGI

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Classificazione AGI |
|--|------|------------------|----------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | Classificazione A.G.I. 1977 | SCIOLTO |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcarenite | 16,8 | 2,50 | 16,8 | Classificazione A.G.I. 1977 | MODERATAMENTE ADDENSATO |

Peso unità di volume

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Gamma (t/m³) |
|--|------|------------------|----------------------------------|-------------------|--------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | Meyerhof ed altri | 1,46 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | Meyerhof ed altri | 1,92 |

Peso unità di volume saturo

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Gamma Saturo (t/m³) |
|--|------|------------------|----------------------------------|-------------------------|---------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | 1,88 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | 1,96 |

Modulo di Poisson

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Poisson |
|--|------|------------------|----------------------------------|--------------|---------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | (A.G.I.) | 0,35 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | (A.G.I.) | 0,32 |

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Ohsaki (Sabbie pulite) | Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) |
|--|------|------------------|----------------------------------|------------------------|--|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | 197,96 | 257,81 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | 921,94 | 700,77 |

Velocità onde di taglio

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Velocità onde di taglio (m/s) |
|--|------|------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | Ohta & Goto (1978) Limi | 73,46 |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | Ohta & Goto (1978) Limi | 124,17 |

Modulo di reazione Ko

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Ko |
|--|------|------------------|----------------------------------|--------------|-----|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | | --- |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | | --- |

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

| | Nspt | Prof. Strato (m) | Nspt corretto per presenza falda | Correlazione | Qc (Kg/cm²) |
|--|------|------------------|----------------------------------|--------------|-------------|
| [1] - Copertura rimaneggiata superficiale | 3,27 | 1,00 | 3,27 | | --- |
| [2] - Limo e sabbia con ciottoli, marna e arenaria/calcareniti | 16,8 | 2,50 | 16,8 | | --- |

Easy MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P-Longitudinale**: onda profonda di compressione;
- **S-Trasversale**: onda profonda di taglio;
- **L-Love**: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R-Rayleigh**: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

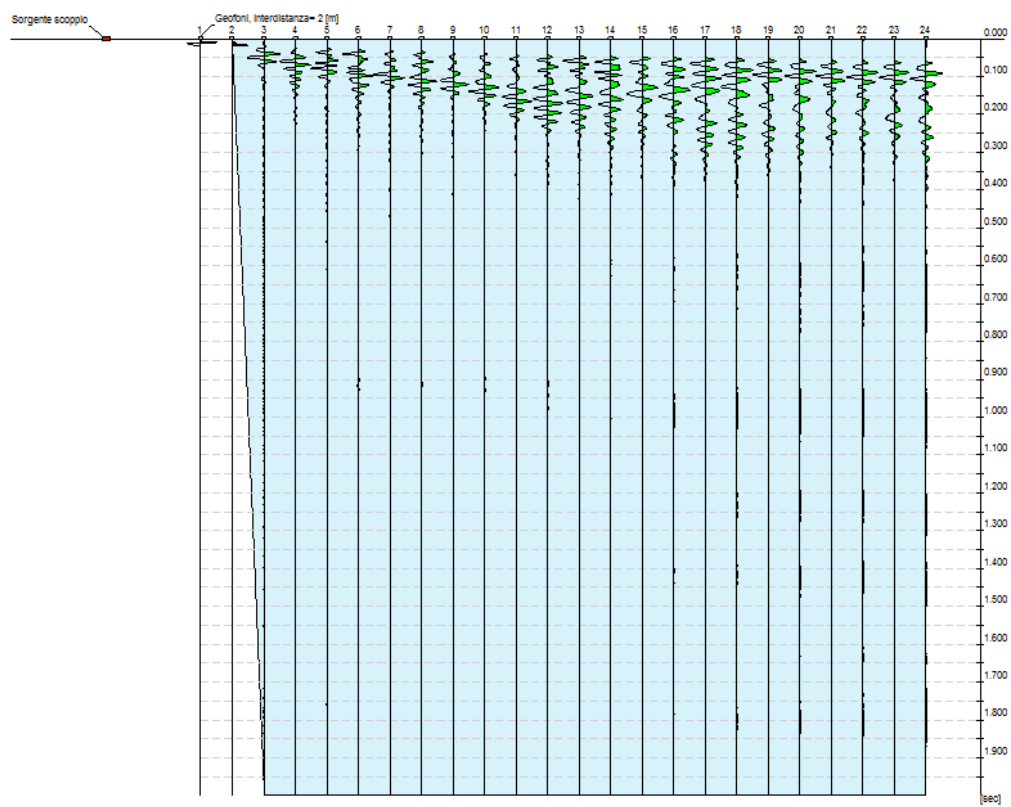
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Dati generali

| | |
|---------------------|--|
| Committente | "CUUQEK\ KPG'GP TKEQ'UEQTRKPK'" |
| Cantiere | "Cf gi wco gpv'lo r kcpv'ur qt vxq'f c'f gupctg'c'r knc'f k'o qvqetqui'" |
| Località | S. Venanzo (Tr) - Loc. Ciciano |
| Operatore | Dott. Geol. Servettini Luca |
| Responsabile | Dott. Geol. Servettini Luca |
| Data | 49/12/2016 |

Tracce

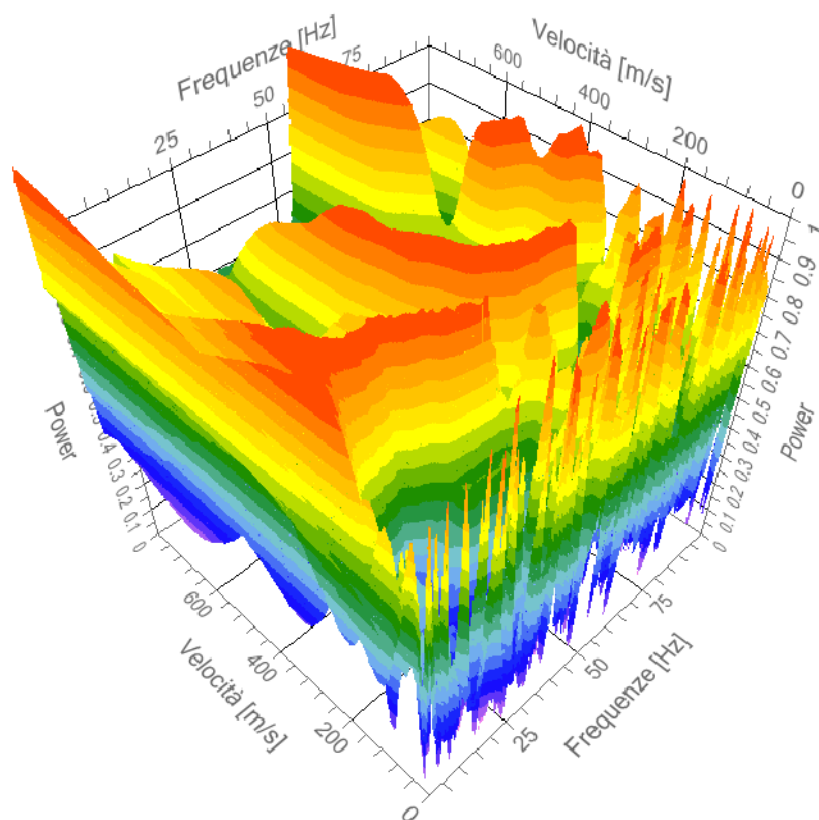
| | |
|--|--------|
| N. tracce | 24 |
| Durata acquisizione [msec] | 2000.0 |
| Interdistanza geofoni [m] | 2.0 |
| Periodo di campionamento [msec] | 1.00 |



Analisi spettrale

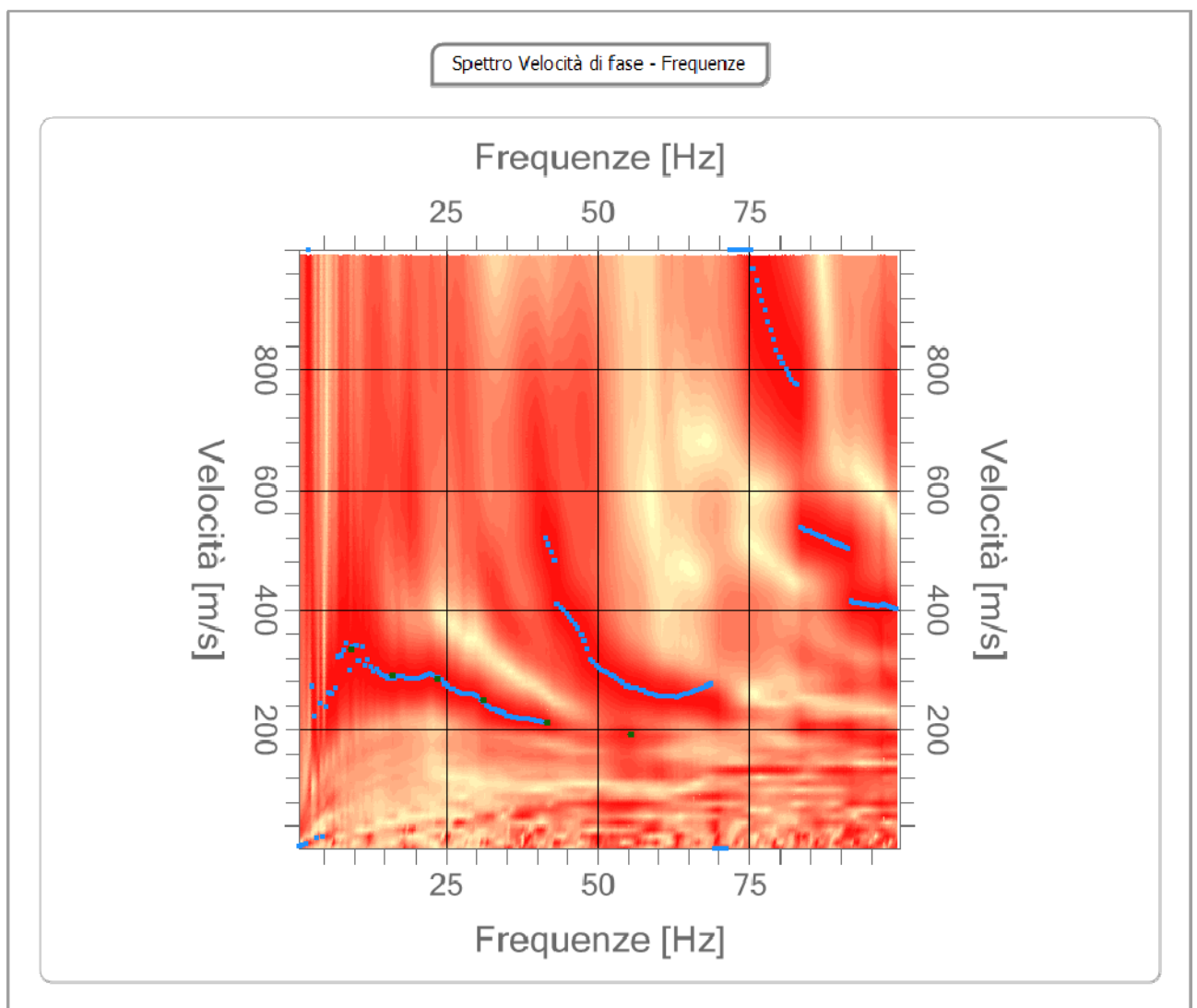
| | |
|--|------|
| Frequenza minima di elaborazione [Hz] | 1 |
| Frequenza massima di elaborazione [Hz] | 100 |
| Velocità minima di elaborazione [m/sec] | 1 |
| Velocità massima di elaborazione [m/sec] | 1000 |
| Intervallo velocità [m/sec] | 1 |

Spettro Velocità di fase - Frequenze



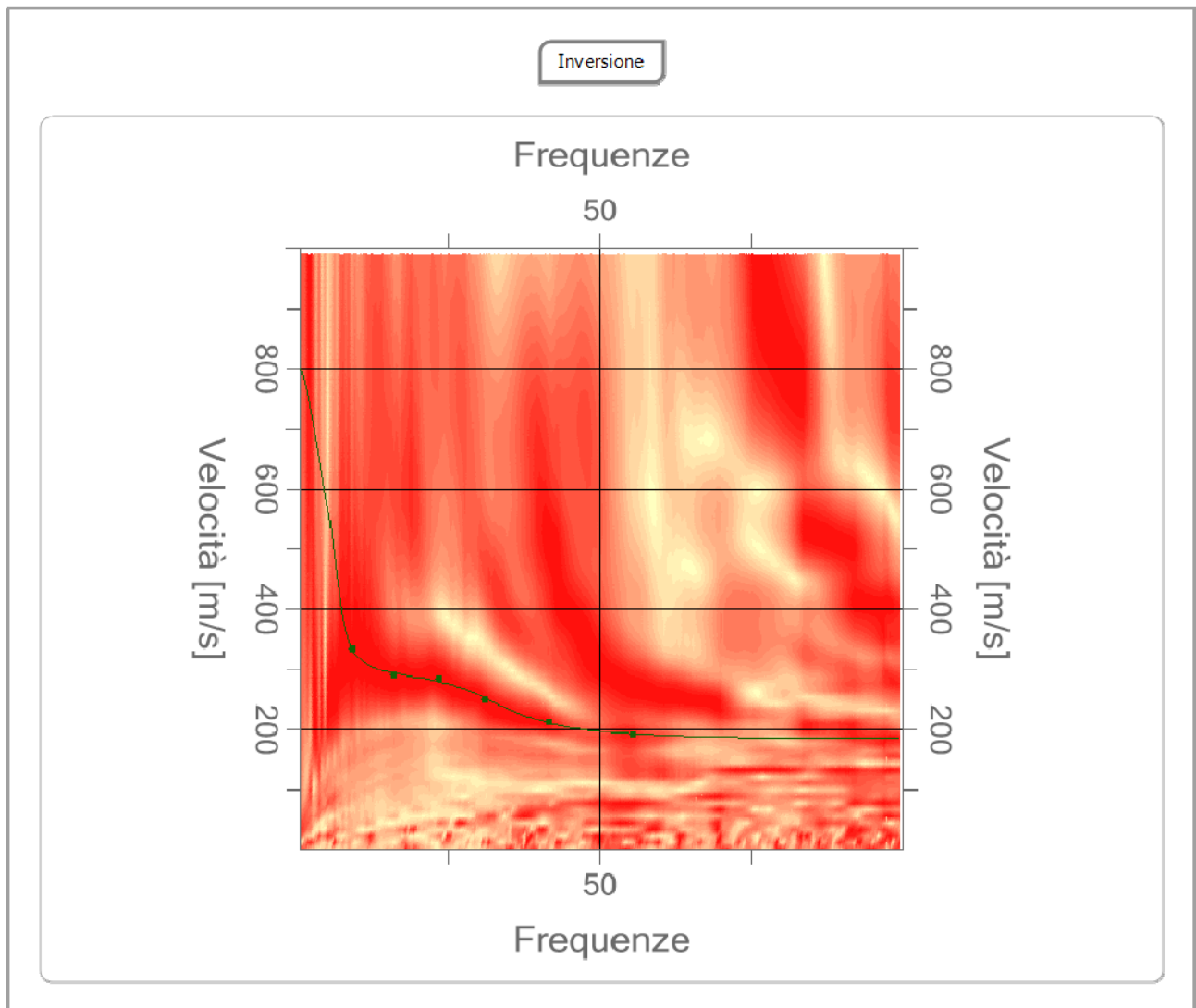
Curva di dispersione

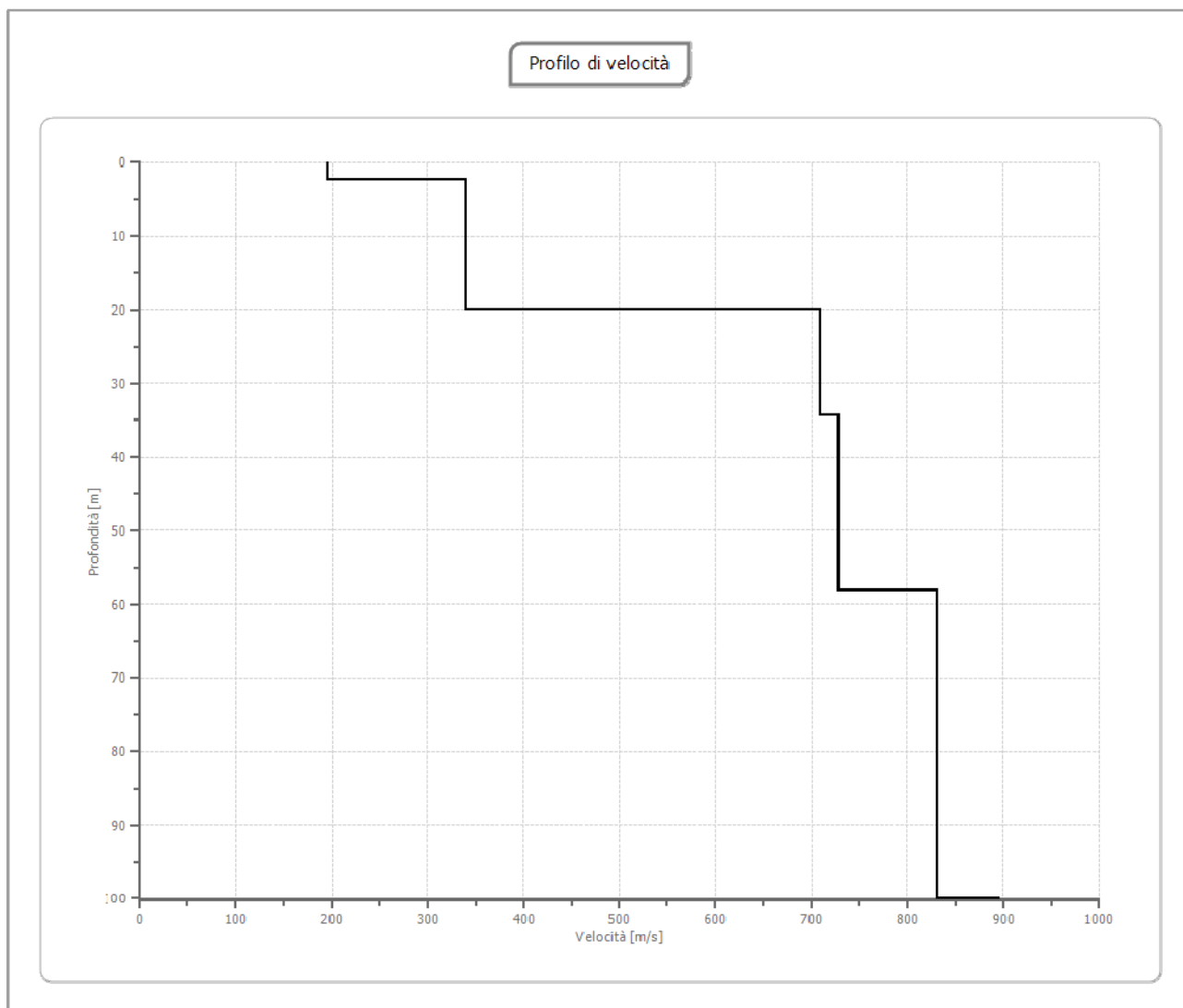
| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|----|-------------------|---------------------|------|
| 1 | 9.5 | 333.3 | 0 |
| 2 | 16.3 | 290.1 | 0 |
| 3 | 23.7 | 283.7 | 0 |
| 4 | 31.2 | 249.1 | 0 |
| 5 | 41.8 | 212.5 | 0 |
| 6 | 55.6 | 190.9 | 0 |



Inversione

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente e Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|----|-------------|-------------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------|-------|---------------|---------------|
| 1 | | 2.37 | 2.37 | 2000.0 | 0.4 | No | 408.8 | 196.4 |
| 2 | | 19.92 | 17.56 | 2000.0 | 0.4 | No | 706.6 | 339.4 |
| 3 | | 34.35 | 14.43 | 2000.0 | 0.4 | No | 1475.0 | 708.6 |
| 4 | | 58.20 | 23.85 | 2000.0 | 0.4 | No | 1516.0 | 728.3 |
| 5 | | 100.00 | 41.80 | 2000.0 | 0.4 | No | 1728.8 | 830.5 |
| 6 | | oo | oo | 2000.0 | 0.4 | No | 1865.3 | 896.0 |





Risultati

| | |
|---------------------------------|--------|
| Profondità piano di posa | 0.00 |
| [m] | |
| Vs30 [m/sec] | 384.64 |
| Categoria del suolo | B |

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

RELAZIONE DI CALCOLO

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

(a) 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 (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) 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 (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_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 quando 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;

1 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:

$\Sigma F_V = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

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

I valori di F e di ΔX 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.

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

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:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o 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 σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

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

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

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

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

in cui

F = il fattore di sicurezza;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F . Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

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

Metodo di SARMA (1973)

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

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

$$\begin{aligned} * \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i &= \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i \\ ** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha') + (x'_i - x_G)] &= \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G) \end{aligned}$$

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:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

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 λ rappresenta un'incognita.

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

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

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 θ . tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i = 1, \dots, n$

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:

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

dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

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

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

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

$$\sum Q_i = 0$$

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 θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ 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”:

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

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

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita 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, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

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_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_o e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'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).

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.

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.

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP - STABILITA' SALTO

| | |
|---|-----------------------|
| Zona | Ciciano - SAN VENANZO |
| Lat./Long. | 42,910999/12,311143 |
| Normativa | NTC 2008 |
| Numero di strati | 2,0 |
| Numero dei conci | 10,0 |
| Grado di sicurezza ritenuto accettabile | 1,3 |
| Coefficiente parziale resistenza | 1,1 |
| Analisi | Condizione drenata |
| Superficie di forma circolare | |

Maglia dei Centri

| | |
|--|----------|
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | 14,97 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 188,74 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 30,93 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 200,9 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: | B |
| Categoria topografica: | T1 |

| S.L. Stato limite | TR Tempo ritorno [anni] | ag [m/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30,0 | 0,54 | 2,53 | 0,26 |
| S.L.D. | 50,0 | 0,66 | 2,54 | 0,28 |
| S.L.V. | 475,0 | 1,53 | 2,46 | 0,3 |
| S.L.C. | 975,0 | 1,91 | 2,47 | 0,31 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

| S.L. Stato limite | amax [m/s²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|----------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0,648 | 0,2 | 0,0132 | 0,0066 |
| S.L.D. | 0,792 | 0,2 | 0,0162 | 0,0081 |
| S.L.V. | 1,836 | 0,24 | 0,0449 | 0,0225 |
| S.L.C. | 2,292 | 0,24 | 0,0561 | 0,028 |

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0449
 Coefficiente azione sismica verticale 0,022 5

Vertici profilo

| N | X m | y m |
|---|--------|---------|
| 1 | 0,0 | 182,82 |
| 2 | 23,1 | 183,5 |
| 3 | 28,86 | 186,69 |
| 4 | 36,5 | 186,55 |
| 5 | 38,97 | 185,15 |
| 6 | 43,11 | 185,7 |
| 7 | 47,24 | 186,53 |
| 8 | 57,72 | 188,2 8 |

Vertici strato1

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0,0 | 182,32 |
| 2 | 23,1 | 183,0 |
| 3 | 38,97 | 184,65 |
| 4 | 38,97 | 184,65 |
| 5 | 43,11 | 185,2 |
| 6 | 47,24 | 186,03 |
| 7 | 57,72 | 187,78 |

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

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

| Strato | c (kg/cm²) | cu (kg/cm²) | Fi (°) | G (Kg/m³) | Gs (Kg/m³) | K (Kg/cm³) | Litologia | |
|--------|---------------|----------------|-----------|--------------|---------------|---------------|-----------|--|
| 1 | 0.05 | | 30 | 1900 | 2000 | 0,00 | | |
| 2 | 1 | | 35 | 2100 | 2200 | 0,00 | | |

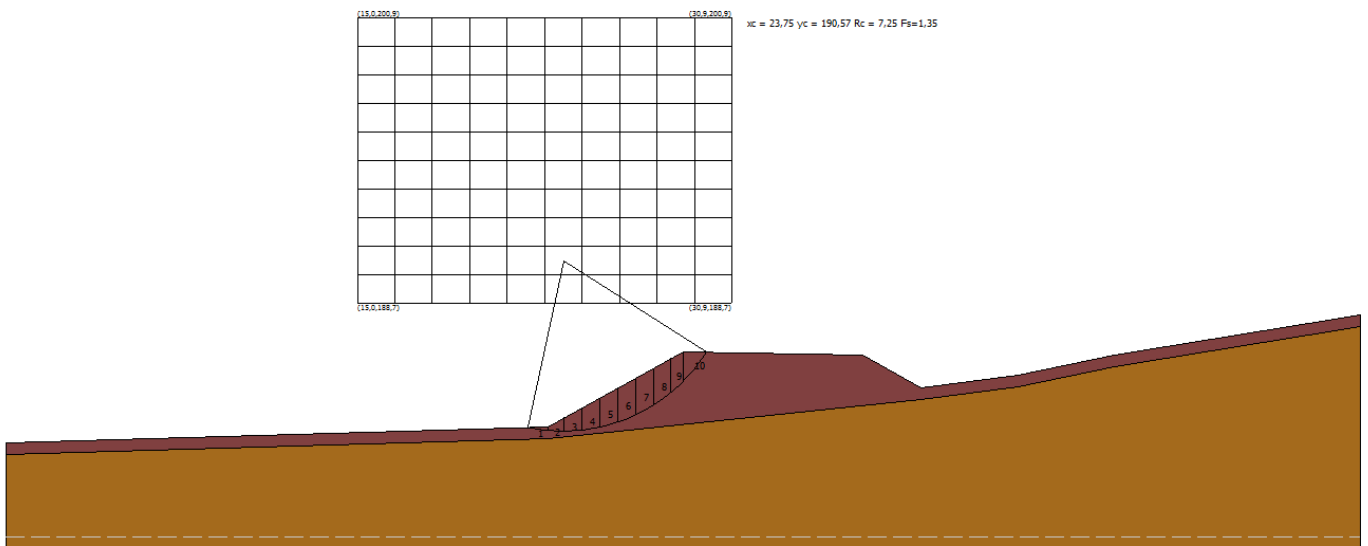
Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato 1,35
 Ascissa centro superficie 23,75 m
 Ordinata centro superficie 190,57 m
 Raggio superficie 7,25 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.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 23,749 yc = 190,567 Rc = 7,248 Fs=1,3471

| Nr. | B m | Alfa (°) | Li m | Wi (Kg) | Kh•Wi (Kg) | Kv•Wi (Kg) | c (kg/cm ²) | Fi (°) | Ui (Kg) | N'i (Kg) | Ti (Kg) |
|-----|--------|-------------|---------|------------|---------------|---------------|----------------------------|-----------|------------|-------------|------------|
| 1 | 0,85 | -8,6 | 0,86 | 145,33 | 6,53 | 3,27 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 191,0 | 292,4 |
| 2 | 0,67 | -2,5 | 0,67 | 460,38 | 20,67 | 10,36 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 475,3 | 329,3 |
| 3 | 0,76 | 3,2 | 0,76 | 1090,99 | 48,99 | 24,55 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 1062,9 | 537,2 |
| 4 | 0,76 | 9,2 | 0,77 | 1581,8 | 71,02 | 35,59 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 1493,0 | 673,7 |
| 5 | 0,76 | 15,4 | 0,79 | 1951,8 | 87,64 | 43,92 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 1810,3 | 777,6 |
| 6 | 0,76 | 21,8 | 0,82 | 2192,04 | 98,42 | 49,32 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 2020,4 | 851,2 |
| 7 | 0,76 | 28,4 | 0,87 | 2286,86 | 102,68 | 51,45 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 2116,8 | 893,7 |
| 8 | 0,76 | 35,6 | 0,94 | 2209,99 | 99,23 | 49,72 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 2074,0 | 899,3 |
| 9 | 0,52 | 42,0 | 0,7 | 1348,34 | 60,54 | 30,34 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 1284,4 | 588,9 |
| 10 | 1,0 | 51,2 | 1,6 | 1342,95 | 60,3 | 30,22 | 0,04 | 24,8 | 0,0 | 1156,6 | 792,9 |



Pendii in roccia (*Metodo di Hoek e Bray*)

Per i versanti in roccia, diversamente da quelli in terra, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb non può essere impiegato per definire la resistenza del materiale; tuttavia con questo metodo viene descritta una procedura che consente l'applicazione dei metodi classici dell'Equilibrio Limite anche nei versanti rocciosi. A tale scopo vengono definiti l'angolo di resistenza a taglio e la coesione che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1} \\ c &= A \sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N \operatorname{tg} \varphi \end{aligned}$$

dove:

σ_c è la resistenza a compressione monassiale della roccia;

A, B, T costanti in funzione del litotipo e della qualità della roccia (*riportati in tabella*);

N sforzo normale alla base del concio.

Le costanti A, B e T sono determinate in funzione della classificazione della roccia secondo Bieniawski (indice RMR) e secondo Barton (indice Q). Tra i due sistemi di classificazione, sulla base di 111 esempi analizzati, è stata trovata la seguente correlazione:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$$

| | Calcarei Dolomie Marne | Argilliti Siltiti Scisti | Areniti Quarziti | Andesiti Basalti Rioliti | Anfiboliti Gneiss Graniti |
|----------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| RMR = 100 Q = 500 | A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140 | A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099 | A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067 | A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059 | A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040 |
| RMR = 85 Q = 100 | A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028 | A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020 | A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013 | A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012 | A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008 |
| RMR = 65 Q = 10 | A = 0.369 B = 0.669 T = -0.006 | A = 0.427 B = 0.683 T = -0.004 | A = 0.501 B = 0.695 T = -0.003 | A = 0.525 B = 0.698 T = -0.002 | A = 0.603 B = 0.707 T = -0.002 |
| RMR = 44 Q = 1 | A = 0.198 B = 0.662 T = -0.0007 | A = 0.234 B = 0.675 T = -0.0005 | A = 0.280 B = 0.688 T = -0.0003 | A = 0.295 B = 0.691 T = -0.003 | A = 0.346 B = 0.700 T = -0.0002 |
| RMR = 3 Q = 0.1 | A = 0.115 B = 0.646 T = -0.0002 | A = 0.129 B = 0.655 T = -0.0002 | A = 0.162 B = 0.672 T = -0.0001 | A = 0.172 B = 0.676 T = -0.0001 | A = 0.203 B = 0.686 T = -0.0001 |
| RMR = 3 Q = 0.01 | A = 0.042 B = 0.534 T = 0 | A = 0.050 B = 0.539 T = 0 | A = 0.061 B = 0.546 T = 0 | A = 0.065 B = 0.548 T = 0 | A = 0.078 B = 0.556 T = 0 |

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP – STABILITA' VERSANTE

| | |
|---|------------------------|
| Zona | Ciciano di San Venanzo |
| Lat./Long. | 42,910999/12,311143 |
| Normativa | NTC 2008 |
| Numero di strati | 1,0 |
| Numero dei conci | 10,0 |
| Grado di sicurezza ritenuto accettabile | 1,1 |
| Coefficiente parziale resistenza | 1,1 |
| Superficie di forma circolare | |

Maglia dei Centri

| | |
|--|----------|
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | 115,5 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 260,77 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 205,12 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 337,52 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: | B |
| Categoria topografica: | T1 |

| S.L. Stato limite | TR Tempo ritorno [anni] | ag [m/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30,0 | 0,54 | 2,53 | 0,26 |
| S.L.D. | 50,0 | 0,66 | 2,54 | 0,28 |
| S.L.V. | 475,0 | 1,53 | 2,46 | 0,3 |
| S.L.C. | 975,0 | 1,91 | 2,47 | 0,31 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0,648 | 0,2 | 0,0132 | 0,0066 |
| S.L.D. | 0,792 | 0,2 | 0,0162 | 0,0081 |
| S.L.V. | 1,836 | 0,24 | 0,0449 | 0,0225 |
| S.L.C. | 2,292 | 0,24 | 0,0561 | 0,028 |

| | |
|---|-------|
| Coefficiente azione sismica orizzontale | 0,045 |
| Coefficiente azione sismica verticale | 0,023 |

Vertici profilo

| N | X m | y m |
|---|--------|--------|
| 1 | 0,0 | 180,0 |
| 2 | 0,0 | 180,0 |
| 3 | 313,44 | 227,52 |

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 | Peso unità di volume (Kg/m³) | A | B | T | Resistenza compression e monoassiale (kg/cm²) | Texture | Descrizione |
|--------|------------------------------------|-------|-------|---------|---|---------|-------------|
| 1 | 2100 | 0,198 | 0,662 | -0,0007 | 200 | | |

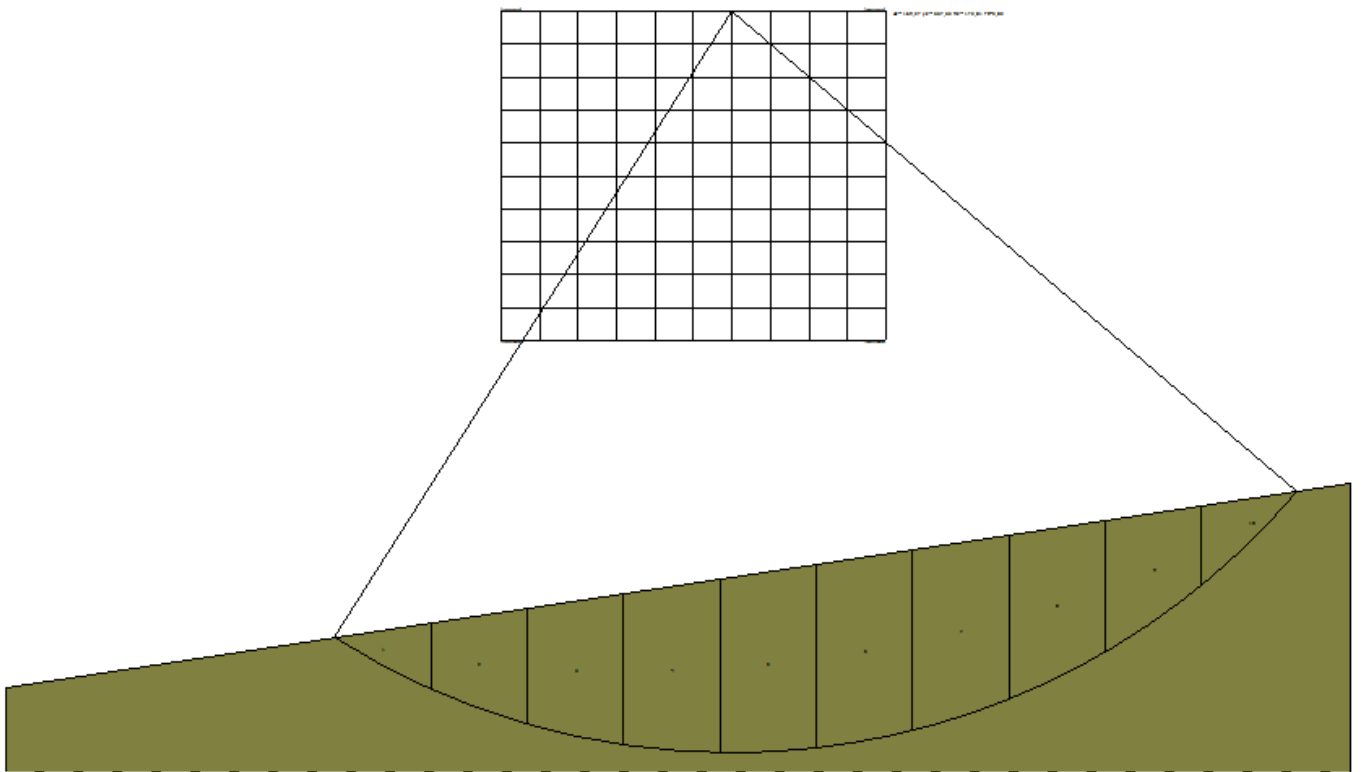
Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

| | |
|----------------------------|----------|
| Fs minimo individuato | 2,82 |
| Ascissa centro superficie | 169,27 m |
| Ordinata centro superficie | 337,52 m |
| Raggio superficie | 172,81 m |

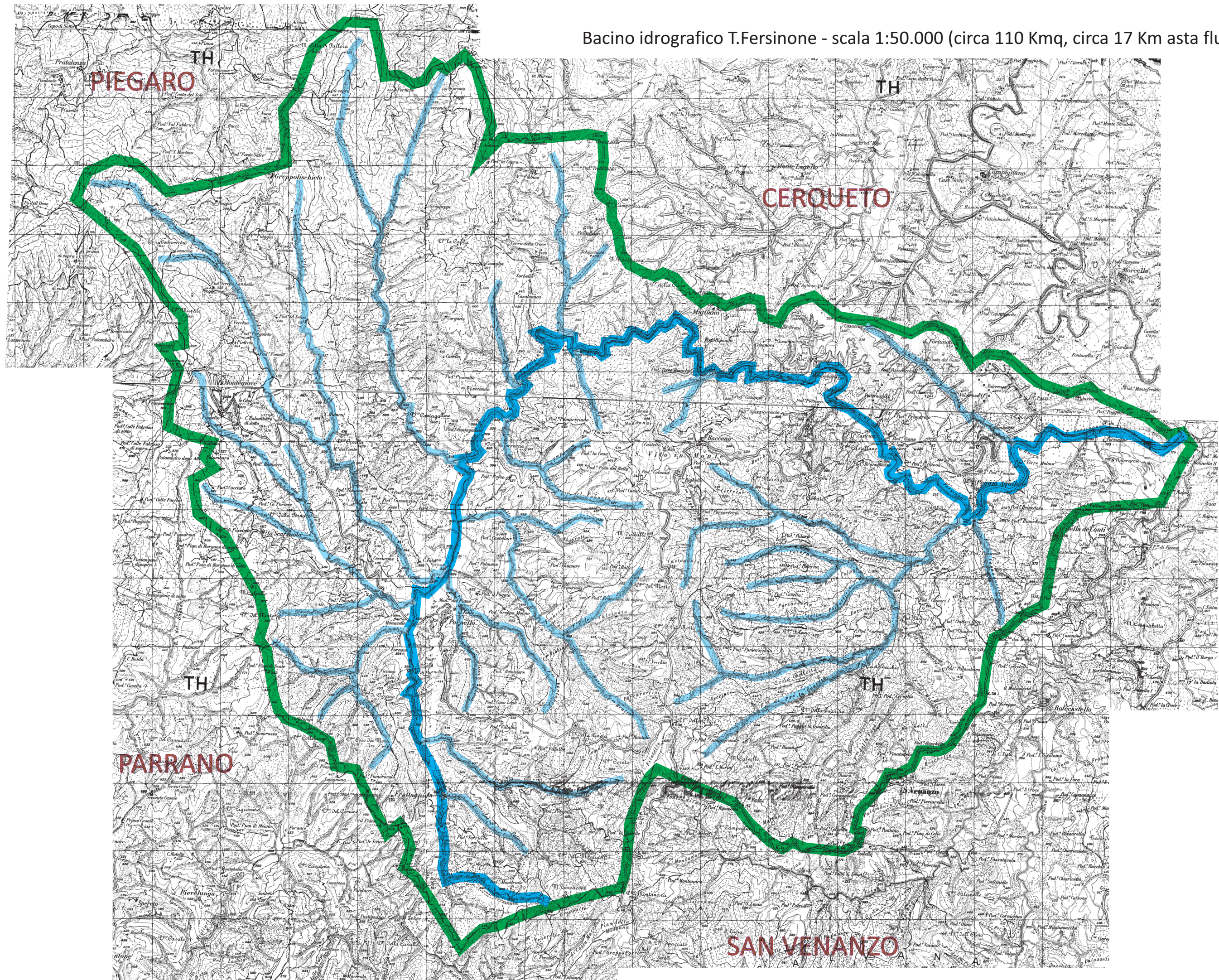
B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;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

Analisi dei conci. Superficie...xc = 169,272 yc = 337,524 Rc = 172,809 Fs=2,8153

| Nr. | B m | Alfa (°) | Li m | Wi (Kg) | Kh•Wi (Kg) | Kv•Wi (Kg) | c (kg/cm²) | Fi (°) | Ui (Kg) | N'i (Kg) | Ti (Kg) |
|-----|--------|-------------|---------|------------|------------------|---------------|---------------|-----------|------------|-------------------|------------|
| 1 | 22,43 | -28,2 | 25,45 | 388135,2 | 17466,08 | 8927,11 | 0,49 | 28,8 | 0,0 | 510652,8131271,7 | |
| 2 | 22,43 | -20,0 | 23,87 | 1019176,0 | 45862,9423441,05 | | 0,88 | 21,2 | 0,0 | 1162254,0213471,5 | |
| 3 | 22,43 | -12,2 | 22,95 | 1483805,0 | 66771,2234127,51 | | 1,15 | 18,5 | 0,0 | 1573592,0255264,9 | |
| 4 | 22,43 | -4,7 | 22,5 | 1800776,0 | 81034,9241417,85 | | 1,33 | 17,2 | 0,0 | 1829745,0279434,3 | |
| 5 | 22,43 | 2,8 | 22,46 | 1978641,0 | 89038,8445508,74 | | 1,41 | 16,7 | 0,0 | 1966798,0292657,8 | |
| 6 | 22,43 | 10,3 | 22,79 | 2018311,0 | 90824,0246421,16 | | 1,4 | 16,7 | 0,0 | 1997339,0297160,3 | |
| 7 | 22,43 | 18,0 | 23,58 | 1913348,0 | 86100,6744007,01 | | 1,3 | 17,4 | 0,0 | 1916507,0292790,4 | |
| 8 | 22,43 | 26,0 | 24,96 | 1648038,0 | 74161,7137904,87 | | 1,11 | 18,9 | 0,0 | 1698899,0276655,1 | |
| 9 | 22,43 | 34,7 | 27,28 | 1191919,0 | 53636,3727414,14 | | 0,82 | 21,9 | 0,0 | 1283813,0239530,4 | |
| 10 | 22,43 | 44,4 | 31,41 | 484837,7 | 21817,711151,27 | | 0,45 | 30,3 | 0,0 | 535054,6146797,9 | |



Bacino idrografico T.Fersinone - scala 1:50.000 (circa 110 Km², circa 17 Km asta fluviale principale)



Sezione idraulica schematica - scala 1:200

Perimetro bagnato: 37 m
Area bagnata: 102 m
Raggio idraulico (A/P): 2.75 m

