

RICHIEDENTE	SA. DES. COSTRUZIONI SRL
INTERVENTO	COLTIVAZIONE DELLA CAVA DI PIETRA ARENARIA DENOMINATA SASSICHETO

COMUNE	FIRENZUOLA
LOCALITÀ	PEGLIO
INDIRIZZO	S.P. 117 DI SAN ZANOBI

PRESTAZIONE	RELAZIONE GEOTECNICA
REDATTA DA	DOTT. GEOL. IACOPO PARENTI
DATA	FEBBRAIO 2015

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
1.1	L'INTERVENTO	3
1.2	ARTICOLAZIONE DELLE INDAGINI E DELLA RELAZIONE	4
2	ASPETTI GEOTECNICI.....	5
2.1	VOLUME SIGNIFICATIVO	5
2.2	INDAGINI EFFETTUATE O REPERITE.....	5
2.3	ULTERIORI VALUTAZIONI SUI MATERIALI DETRITICI	11
2.4	MODELLO GEOTECNICO	18
3	ASPETTI SISMICI.....	19
3.1	CLASSIFICAZIONE DEL TERRITORIO.....	19
3.2	CATEGORIA DEL SUOLO	19
3.3	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	20
3.4	AZIONE SISMICA	20
3.5	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	21
3.6	PRESENZA DI FAGLIE	21
4	VALUTAZIONI E VERIFICHE	22
4.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	22
4.2	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI – METODI PSEUDOSTATICI.....	22
4.3	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI – ANALISI CINEMATICA.....	28
5	CONCLUSIONI.....	39

APPENDICE A FONDO TESTO

1. Prospezioni sismiche
2. Analisi laboratorio delle terre effettuate sui detriti di cava
3. Analisi laboratorio delle terre effettuate sui limi di decantazione

FIGURE A FONDO TESTO

1. Corografia, scala 1:25.000
2. Inquadramento territoriale, scala 1:10.000
4. Rilievi geologico-tecnici, scala 1:1.000

APPENDICE SU CD

FILE	REPORT VERIFICA DI STABILITÀ PROGRAMMA STAP
ReportStabilitàStatoAttualeDeposito.rtf	deposito di versante stato attuale; falda medio-alta
ReportStabilitàStatoAttualeDeposito2.rtf	deposito di versante stato attuale; falda a piano campagna
ReportStabilitàStatoAttualeFronte.rtf	fronte estrattivo stato attuale
ReportStabilitàStatoFinale.rtf	fronte estrattivo stato finale (massimo scavo)
ReportStabilitàStatoripristinato.rtf	riempimento dei vuoti di estrazione; falda in posizione elevata

1 PREMESSA

1.1 L'INTERVENTO

1.1.1 UBICAZIONE

La cava Sassicheto è ubicata poco più di un chilometro a sud della frazione Peglio del Comune di Firenzuola, lungo la SP 117 di San Zanobi.

1.1.2 DESCRIZIONE

Il progetto di coltivazione ripropone il progetto da poco scaduto, allo scopo di allungarne i termini realizzativi. Si tratta di proseguire lo sfruttamento dei filari di pietra arenaria già scoperchiati, completare l'ampliamento già tracciato e, una volta esaurito il giacimento, procedere con i rinterri e i ripristini ambientali.

1.1.3 CATEGORIA GEOTECNICA DELLE OPERE

Per le Norme Tecniche sulle costruzioni l'opera di progetto può essere classificata in base alla sua vita nominale (V_N) facendo riferimento ai seguenti raggruppamenti:

N°	TIPO DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1	Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

E può essere definita anche in base alla classe d'uso:

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

Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non serviti da strade di ordine superiore (DM 6792/2001). Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti idroelettrici.

Per le 4 classi suddette si definisce un coefficiente d'uso (C_U) 0,7 – 1,0 – 1,5 – 2,0.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica si calcola mediante $V_R = V_N C_U$, ponendo come minimo $V_R = 35$ anni.

L'intervento in esame si caratterizza per vita nominale $V_N = 50$ anni, classe d'uso $C_U = 1,0$, periodo di riferimento $V_R = 50$ anni.

In riferimento al DPGR 36/R/09 l'opera di progetto appartiene alla classe di indagine 4 (volume lordo superiore a 6.000 m³ o altezza in gronda superiore a 20 m): la categoria di suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante prove sismiche in foro. In presenza di problematiche di versante sono altresì prodotte verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera-pendio. La definizione dei parametri geotecnici è basata su sondaggi geognostici, attrezzati con inclinometri ove si ricada nella zona classificata dal piano strutturale o dal regolamento urbanistico di pericolosità geomorfologica molto elevata.

Visto che in realtà non si tratta di una costruzione in senso stretto e data la sicura collocazione sul bedrock riteniamo comunque di potere omettere sondaggi e prove tipo down-hole.

1.1.4 EVENTUALI INTERAZIONI

ALTRE COSTRUZIONI	Le altre costruzioni di zona sono poste a sufficiente distanza. Non si evidenziano quindi significative interferenze.
--------------------------	---

SOTTOSERVIZI	Non risultano interferenze con sottoservizi e infrastrutture pubbliche.
ACQUE SUPERFICIALI	Assenti presso la cava.
FALDA	La falda è assente nel volume di terreno influenzato dall'intervento di progetto. Tuttavia nelle verifiche di stabilità si considera la presenza di una circolazione idrica sotterranea nei terreni antropici di copertura.
AMBIENTE S.L.	L'esercizio della cava presenta molteplici interferenze ambientali che saranno affrontate dall'apposito studio preliminare ambientale.

1.1.5 PROBLEMI GEOTECNICI IN RELAZIONE ALLE SCELTE TIPOLOGICHE

La relazione geologica ha evidenziato i seguenti problemi geotecnici, da affrontare nell'ambito della presente relazione:

- caratterizzazione geotecnica dei terreni
- classificazione sismica dei terreni e del territorio
- valutazione della stabilità dei versanti nelle condizioni attuali e di progetto
- valutazione degli effetti sismici di sito e degli effetti di instabilità dinamica

1.2 ARTICOLAZIONE DELLE INDAGINI E DELLA RELAZIONE

1.2.1 METODOLOGIA E CONTENUTI

Le indagini sono state condotte per esaminare tutti gli aspetti utili alla progettazione del sistema geotecnico, coerentemente con gli studi geologici preliminari e nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Si è quindi cercato di ricostruire un adeguato modello geotecnico tenendo conto delle locali azioni sismiche e delle caratteristiche stratigrafiche e litotecniche dei terreni. Infine sono state condotte le verifiche di stabilità dei terreni sotto l'effetto delle azioni di progetto.

1.2.2 QUADRO NORMATIVO

Lo studio è stato redatto in riferimento e conformità:

- al DM 11.03.1988 e Circ. n. 30483/1988, riportanti le norme tecniche e le istruzioni per le indagini sui terreni e sulle rocce
- alle Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 14/01/2008, e relativa circolare applicativa, Cir.M. LLPP 02/02/2009
- al Piano di Indirizzo Territoriale (PIT) della Regione Toscana - DCR n. 72/2007 (ex DCR n. 230/1994), che definisce indirizzi e salvaguardie per la difesa del suolo e per i fenomeni alluvionali
- alla normativa dell'Autorità di Bacino del Fiume Reno
- al RD 3267/1923, alla LR n. 39/2000 e al DPGR 48/R/2003, per quanto concerne il Vincolo Idrogeologico
- all'OPCM 3274/03, essendo il territorio comunale classificato sismico
- ai Regolamenti in attuazione della LR 1/05 e successive modificazioni: DPGR 36/R/09, DelGR 387/09, DPGR 53/R/11
- normativa regionale e nazionale in materia di cave
- allo Strumento Urbanistico Comunale

2 ASPETTI GEOTECNICI

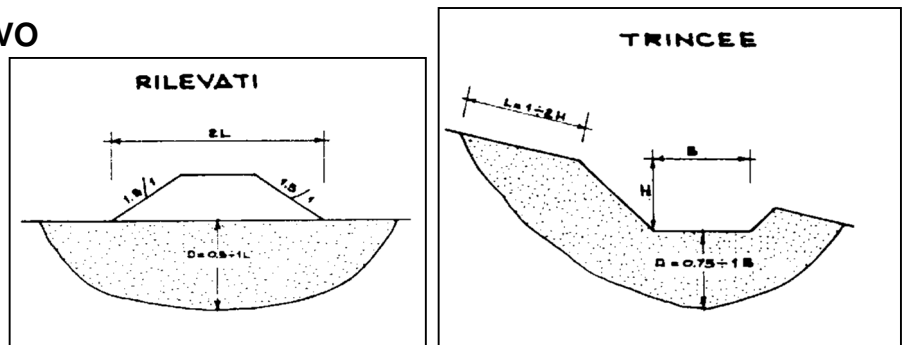
2.1 VOLUME SIGNIFICATIVO

Per la definizione del volume significativo del terreno influenzato significativamente dall'opera di progetto si fa riferimento alle

Raccomandazioni A.G.I. (1977), secondo gli schemi riprodotti a fianco. In presenza di terreni stratificati o di strati

dalle scadenti caratteristiche in profondità, gli spessori da indagare devono essere incrementati.

Nel nostro caso il volume significativo comprende la cava e una fascia sul lato di monte larga circa 30 m, dal piano di campagna fino a 2÷3 m sotto alla base di scavo; è inoltre compreso tutto il deposito di versante, circa fino a 5 m di profondità.



2.2 INDAGINI EFFETTUATE O REPERITE

2.2.1 PROGRAMMAZIONE DELLE INDAGINI

Le presenti indagini geotecniche completano la caratterizzazione del territorio e dei terreni di cui alla relazione geologica redatta dallo scrivente per il medesimo intervento. Non sono quindi ripetuti, ma semplicemente richiamati, i contenuti della relazione suddetta.

Tenuto conto delle problematiche evidenziate nella relazione geologica, della documentazione disponibile, della complessità, dell'importanza, della rilevanza, dell'uso dell'opera in progetto e degli effetti sulle aree circostanti sono state programmate o reperite:

INDAGINE	FINALITÀ	MARGINI DI ERRORE
Reperimento di informazioni bibliografiche	Individuazione preliminare delle problematiche della zona	Medio-alto, considerato il dettaglio limitato delle informazioni reperite
Rilevamento geologico e geomorfologico	Analisi iniziale delle condizioni di stabilità dei versanti e delle caratteristiche geolitologiche	Medio-basso (per errori interpretativi)
Rilevamento topografico	Costruzione dei profili per l'impostazione del progetto e delle verifiche di stabilità dei versanti	Basso per il sistema di coordinate locale, medio per il sistema di coordinate geografiche
Prove di laboratorio delle terre	Parametrizzazione e caratterizzazione fisico-chimica dei terreni di riempimento (limi di segagione della pietra)	Basso in riferimento ai margini di errore delle singole prove, alto per la variabilità dei materiali (i campioni analizzati costituiscono solo un <i>esempio</i>)
Misure sismiche	Definizione degli spessori e delle velocità sismiche delle coperture e del substrato	Medio alto per le ricostruzioni stratigrafiche; medio per la stima delle velocità delle onde Vs

Le indagini eseguite o reperite, commentate nei seguenti paragrafi, si collocano nelle seguenti posizioni in coordinate Gauss Boaga:

INDAGINE	NOME	EST	NORD	QUOTA
Stendimento inizio	A1i	1.690.440	4.890.682	594
Stendimento fine	A1f	1.690.446	4.890.664	596
Misura microtremori	T2	1.690.440	4.890.682	594
Misura microtremori	T3	1.690.404	4.890.704	593

2.2.2 RILEVAMENTO TOPOGRAFICO

Si rimanda alla relazione tecnica del progetto di coltivazione.

2.2.3 SISMICA PASSIVA

Presso il luogo d'intervento sono state effettuate misure del microtremore ambientale con l'utilizzo di un tromografo (*Tromino*[®], Micromed spa), in grado di registrare su tre canali velocimetri a elevato

guadagno, orientati secondo tre direzioni ortogonali, le vibrazioni sismiche alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

I microtremori sono sempre presenti sulla superficie terrestre e hanno origine da perturbazioni meteorologiche, moto ondoso nei mari, vento, terremoti lontani, traffico automobilistico, rumore urbano, ecc. Le onde sono in parte "intrappolate" nei corpi stratigrafici, in funzione della loro impedenza acustica. Gli stessi corpi stratigrafici sono quindi eccitati secondo la loro frequenza di risonanza (analogamente alle corde di una chitarra), diventando amplificatori/filtri del microtremore.

La frequenza fondamentale di risonanza per terreni a strati orizzontali omogenei e isotropi è $f = V_s/4h$, dove V_s è la velocità media delle onde di compressione e h è lo spessore dello strato considerato. I microtremori che giungono in superficie mostrano dei picchi di ampiezza alle frequenze fondamentali di risonanza dei terreni che si trovano sotto al punto di misura. La determinazione di tali picchi riveste notevole importanza per due motivi:

- il fenomeno di amplificazione dei microtremori replica, con rilevanti similitudini, i meccanismi di amplificazione che si possono verificare durante i terremoti
- la frequenza di risonanza fornisce una valida stima indiretta del rapporto $V_s/4h$ dei terreni presenti sotto al punto di misura

Nei terreni soffici (coperture) l'ampiezza della componente orizzontale dei microtremori (H) è maggiore della componente verticale (V), mentre nei terreni rigidi i due valori sono simili in corrispondenza del picco di oscillazione. In pratica, la componente verticale non risente molto della natura del mezzo attraversato, mentre la componente orizzontale è incrementata per effetto dei predetti fenomeni di risonanza.

Il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie può essere valutato, frequenza per frequenza, dal rapporto di ampiezza dei movimenti verticali rispetto a quelli orizzontali, essendo questi ultimi ricavati dalla media geometrica delle componenti nord-sud ed est-ovest. Preliminarmente i segnali acquisiti sono suddivisi in finestre temporali, depurati del loro trend medio e sottoposti a media mobile pesata (per enfatizzare i picchi significativi), componente per componente. Per ogni segnale è stata quindi calcolata la trasformata di Fourier, al fine di ritrovare le armoniche delle singole onde di Rayleigh e di Love che compongono la registrazione (con relative ampiezze/frequenze).

I risultati ottenuti, come per quasi tutte le indagini geofisiche, è affetto da un errore di $\pm 20-30\%$. Il grado di approssimazione è maggiore per frequenze di risonanza sotto a 1 Hz, data la maggiore variabilità spazio-temporale delle sorgenti del microtremore (soprattutto atmosferiche e marine).

In appendice sono riportati i rapporti tecnici sintetici. Il primo grafico mostra il rapporto H/V al variare delle frequenze di misura, con relative curve di errore (deviazione standard). Al grafico originale è sovrapposta la curva teorica (in azzurro), derivante dal modello di sottosuolo, adattato fino a ottenere il massimo avvicinamento delle due curve.

I successivi diagrammi mostrano l'intensità delle misure alle diverse frequenze in funzione del tempo di osservazione trascorso o della direzione. Le bande nere nel primo diagramma mostrano le misurazioni ignorate per la presenza di disturbi (pulizia delle tracce). Il secondo diagramma fornisce informazioni sulle disomogeneità morfologiche e litologiche al di sotto del punto di misura. A tale proposito evidenziamo che la direzione strumentale 0° per la prova T2 punta circa a $70^\circ N$ mentre la prova T3 punta circa a $30^\circ N$.

Il successivo grafico mostra l'accelerazione delle tre componenti di vibrazione misurate per le diverse frequenze. Il discostamento delle componenti N-S e E-W può essere dovuto a effetti topografici o a un assetto stratigrafico non omogeneo. L'allontanamento della componente verticale, specialmente verso il basso, è chiaro indicatore di una discontinuità dell'impedenza sismica tra i diversi orizzonti.

La tabella "experimental V_s – Synthetic H/V" è stata imposta manualmente in accordo con le informazioni stratigrafiche raccolte, fino a ottenere una buona taratura delle curve dello spettro di frequenza. Sono quindi indicati per ogni stato a diversa impedenza sismica lo spessore e la velocità delle onde S. In base alla formula $V_{s30} = 30 / \sum (h_i / V_{si})$ si ricava il parametro richiesto dall'attuale normativa antisismica per i primi trenta metri di spessore.

Chiudono il rapporto le verifiche di congruità riferite alle linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations, 2005). Secondo tali linee guida sono accettabili curve HVSR per le quali si verificano le 3 condizioni elencate e sono sufficientemente significativi i picchi HVSR per i quali si verificano almeno 5 delle 6 condizioni elencate.

Secondo le previsioni, la stazione T2 di misura mostra un andamento piatto del grafico H/V, essendo lo strumento collocato su pochi decimetri di detrito e quindi sul substrato roccioso, qualificabile come bedrock.

La stazione T3 è invece ubicata su uno spessore detritico che dal confronto tra la planimetria dello stato attuale (vedi tav. II del progetto di coltivazione) e la planimetria catastale a curve di livello (vedi tav. IV del progetto di coltivazione), rappresentativa dello stato originario, stimiamo essere di 13,5 m.

La stratigrafia è così interpretata mediante il metodo di Nakamura:

BASE (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	γ (t/m ³)	DESCRIZIONE
13,5	624	300	0,35	1,8	detrito di cava
n.d.	1311	630	0,35	2,6	Formazione Marnoso Arenacea

Si calcola $V_{s30} = 421$ m/s. Frequenza primaria di risonanza del terreno 5,9 Hz, mediamente marcata (si considera medio il contrasto d'impedenza per H/V prossimo a 3).

Abbiamo ommesso la valutazione dei picchi a frequenza inferiore a 5,9 Hz per le difficoltà di modellazione; secondo la teoria, tali picchi sono comunque rappresentativi dell'ulteriore incremento della velocità delle onde sismiche con l'aumento della profondità. Possiamo quindi dire che il valore $V_s=630$ m/s rappresenti la velocità di propagazione delle onde S nell'ammasso superficiale allentato e che ad alcuni metri di profondità si riscontri un ulteriore incremento di velocità. In relazione a ciò si tenga peraltro conto che sotto al punto di misura l'interfaccia detrito-substrato è inclinata una trentina di gradi e per questo le dinamiche di risonanza dei terreni si discostano dal classico modello dei due riflettori orizzontali sovrapposti.

2.2.4 SISMICA ATTIVA

Partendo dalla stazione T2 di misura dei microtremori è stato eseguito uno stendimento sismico a rifrazione. Sono stati attivati i 3 canali velocimetri ad alto guadagno e un canale trigger esterno, collegato a un geofono. Il geofono è stato posizionato nei punti di energizzazione, allontanati progressivamente dal tromografo, secondo un interasse uniforme, nella direzione est rispetto al nord strumentale.

Il procedimento è un po' diverso rispetto a quello standard, che consiste nel tenere fisso il punto di energizzazione rispetto ai punti di misurazione. Al contrario, nel nostro caso, viene tenuto fermo il punto di misura e allontanato progressivamente il punto di energizzazione. Il risultato è tuttavia simile, soprattutto per le geometrie piano-parallele.

Il canale trigger serve per l'individuazione delle epoche di energizzazione. I grafici di oscillazione al variare del punto di battuta permettono la ricostruzione delle dromocrone per le tre componenti Z (verticale), NS (nord-sud, ossia perpendicolarmente allo stendimento) ed EW (est-ovest, parallelamente allo stendimento).

L'energizzazione è stata data da un mazza battuta verticalmente in terra. Le prime onde generate sono le onde di compressione P, registrate principalmente sugli assi EW e Z del velocimetro. Seguono le onde S (difficilmente discriminabili nel caso di energizzazione verticale) e le onde superficiali (di Rayleigh e Love). I grafici equalizzati degli stendimenti sismici sono riportati di seguito.

Il primo arrivo dell'impulso sismico non si discrimina osservando questo grafico, ma si può individuare agevolmente analizzando le tracce amplificate relative agli assi EW e Z.

La V_{p1} dello strato 1 deriva da una misurazione diretta.

Da un certo punto in poi arrivano prima al velocimetro le onde rifratte sulla superficie di contatto tra i primi due strati. La pendenza delle dromocrone (sul grafico tempo/distanza) fornisce V_{p2} ; eventuali irregolarità della superficie di contatto stratigrafico possono causare la sottostima di questa velocità.

L'ascissa alla quale si registra la rottura di pendenza, detta anche *crossover distance*, fornisce utili informazioni sul contatto stratigrafico. Chiamando L_1 la prima *crossover distance*, si può stimare, nel caso di stratigrafia orizzontale a due strati, lo spessore dello strato 1 mediante la seguente espressione:

$$H_1 = \frac{L_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

I medesimi dati sono stati utilizzati anche per l'analisi MASW (multichannel analysis of surface waves). Il metodo si basa sulla scomposizione del treno di onde superficiali generato dall'energizzazione sismica, mediante la trasformata di Fourier. Si ottengono così delle onde monofrequenza per le quali si possono individuare gli spettri velocità di fase / ampiezza; per ogni frequenza risulteranno dei massimi disposti in funzione dei modi propri di vibrazione del terreno.

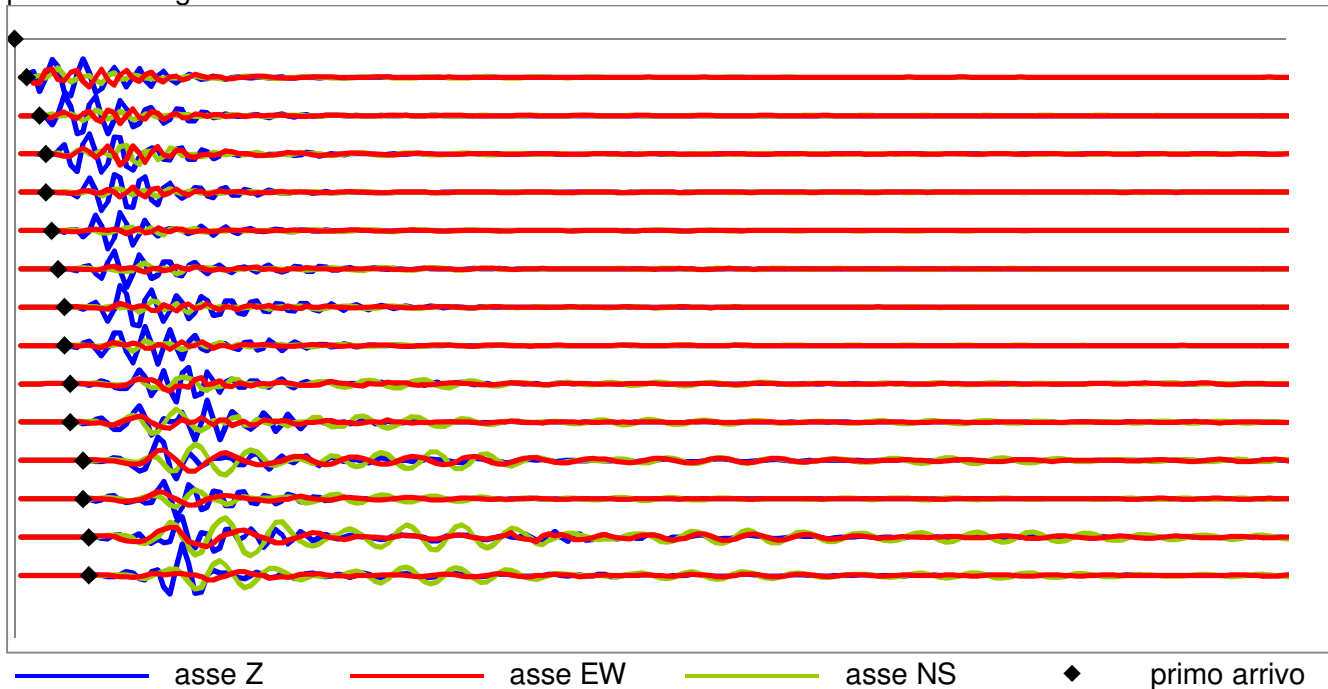
Combinando gli spettri ricavati, per le diverse frequenze, dal velocimetro sull'asse Z otteniamo i grafici di dispersione di seguito illustrati. Il primo modo di vibrare (modo fondamentale) si individua alla base del primo picco di intensità (fasce rosse inferiori dei diagrammi).

Il modello teorico considera la propagazione delle onde di Rayleigh su strati orizzontali omogenei. Per le frequenze maggiori la penetrazione delle onde è contenuta, quindi la velocità di propagazione (c_R) è legata alla velocità delle onde S del solo strato superiore (c_{s1}), dalla relazione:

$$c_R = \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} \cdot c_{s1}$$

Riducendo la frequenza, le onde di Rayleigh interessano maggiori profondità, variando di conseguenza la propria velocità.

Lo stendimento A1 è stato eseguito sul piazzale roccioso impostato al tetto del filare B5, in salita di circa 8° (in mancanza di alternative), con lunghezza di 28 m e interasse geofonico 2 m. Il grafico della prova è di seguito illustrato:



L'interpretazione dei primi arrivi è riepilogata nella seguente tabella:

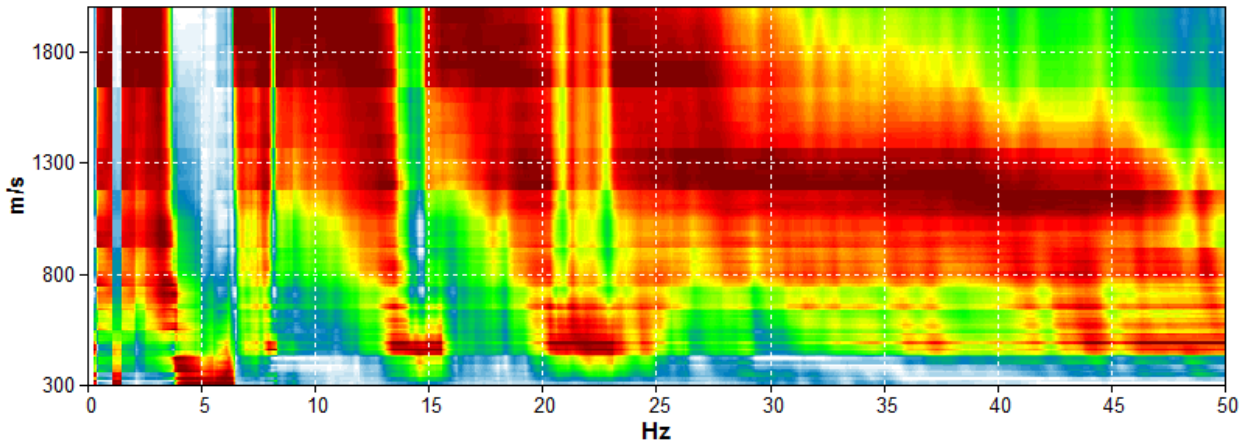
	STRATO 1	STRATO 2
PRIMO ARRIVO [m/s]	1024	2935
crossover distance [m]	4	
spessore calcolato [m] – Z	1.4	

Lo spessore è in pratica quello del filaretto B5. Evidentemente la velocità delle onde sismiche in tale strato di arenaria è ridotta per la sua suddivisione in blocchi, data dallo stato di fratturazione degli strati maggiormente competenti (con rimando alla caratterizzazione geomeccanica contenuta nella relazione geologica). Al contrario le marne sottostanti, seppure contraddistinte da una V_s intrinseca inferiore, sono più *chiuse* e manifestano quindi una velocità di propagazione delle onde sismiche propria del bedrock.

Si tenga presente che le velocità di propagazione delle onde P così calcolate sono quelle massime per ogni singolo strato. Quando lo strato è disomogeneo, si possono avere rilevanti differenze tra queste velocità massime e le velocità medie dello strato.

Gli spessori calcolati possono essere attribuiti al punto medio tra il punto di misurazione e la specifica *crossover distance*. La profondità investigata in riferimento ai primi arrivi è di $\frac{1}{3}$ – $\frac{1}{4}$ della lunghezza di stendimento (in funzione delle velocità).

Il grafico di dispersione della MASW è il seguente:



La scarsa leggibilità e interpretabilità della prova è dovuta all'appoggio diretto su un substrato lapideo disomogeneo, in quanto composto da strati di roccia compatta ma *sblocchettata* (arenarie), alternati a strati pseudo-plastici (marne).

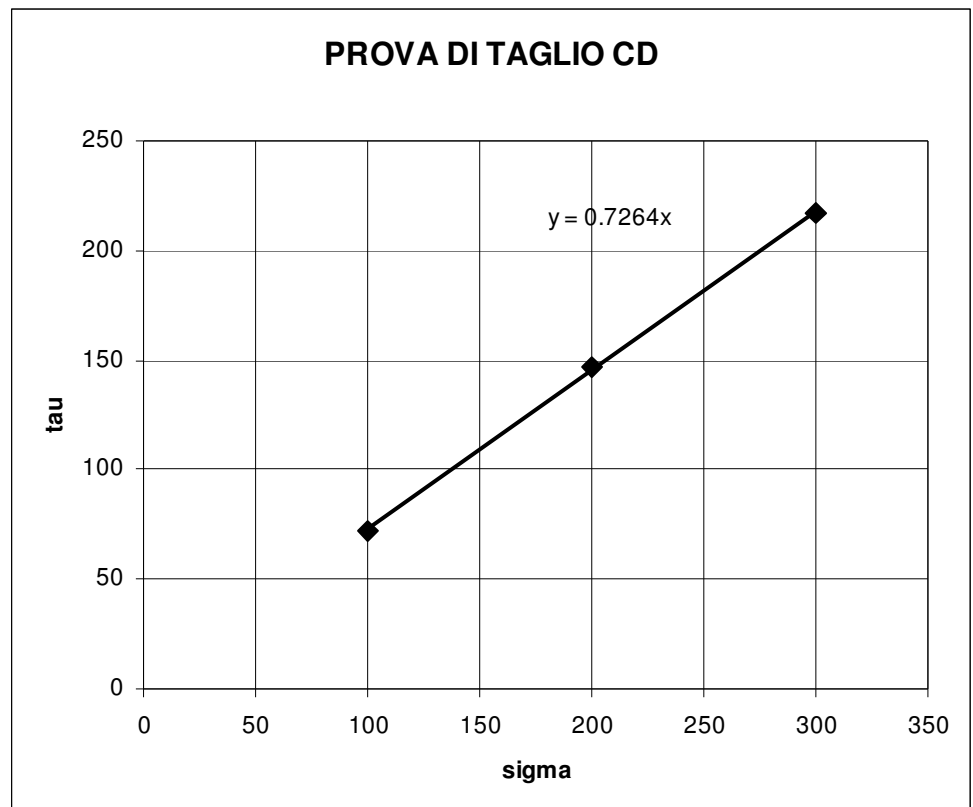
Pur ritenendo che il grafico non sia adatto per una modellazione stratigrafica, osserviamo che il valore della V_s , individuabile dai valori velocità-frequenza più ricorrenti (colore rosso nel grafico) varia tra 800 m/s (per frequenze 40÷50 Hz) e 1300 m/s (per frequenze prossime a 20 Hz), che ragionevolmente rappresentano rispettivamente i valori di V_s in superficie e a qualche metro di profondità.

2.2.5 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO E RELATIVE ELABORAZIONI

Tanto il substrato roccioso quanto i detriti di cava non sono utilmente assoggettabili alle classiche prove di laboratorio o alle prove in situ finalizzate alla determinazione dei parametri d'interesse geotecnico.

I detriti e la roccia non sono difatti campionabili tal quali. Potremmo prelevare campioni costituiti da frammenti lapidei di dimensioni prevalentemente metriche, decimetriche e centimetriche, sicuramente non idonei per ricavare provini da sottoporre alle classiche prove di taglio nelle celle di Casagrande o triassiali. A questo proposito si richiama quanto stabilito dalla normativa ASTM D3080-04, versione 2011: *il minimo diametro per provini circolari, o larghezza per provini quadrati, deve essere 50 mm o non meno di 10 volte il massimo diametro dei granuli*. Non possono quindi essere sottoposti al taglio con i tradizionali strumenti impiegati nei laboratori delle terre i campioni detritici aventi frammenti maggiori di 6 mm.

Non risultano nemmeno fattibili le prove penetrometriche, statiche o dinamiche, che andrebbero a rifiuto



incontrando il primo frammento detritico di una certa dimensione e consistenza, senza quindi fornire alcun dato utile.

L'unica prova fattibile, anche se di modesta utilità, è quella di taglio su campioni ricostruiti, ottenuti dal passante fine del campione detritico più fine che si possa prelevare tra i depositi di cava. Una simile prova è stata condotta per la cava Brento Sanico. Considerate tutte le approssimazioni della prova e delle elaborazioni seguenti valutiamo che le risultanze possano essere vevolevoli per tutti i detriti di cava originati dalla Formazione Marnoso Arenacea – Membro di Nespoli – a Firenzuola.

La prova di taglio diretto è stata eseguita su campione ricostruito con materiale passante al setaccio 4 ASTM (4,72 mm), prelevato da un vecchio cumulo detritico formatosi con i rifiuti di estrazione della cava Brento Sanico della ditta Il Casone.

I certificati della prova di laboratorio sono riportati in appendice. Elaborando i diagrammi tensioni tangenziali / spostamento si ricostruisce il precedente grafico della resistenza di taglio in funzione delle pressioni normali.

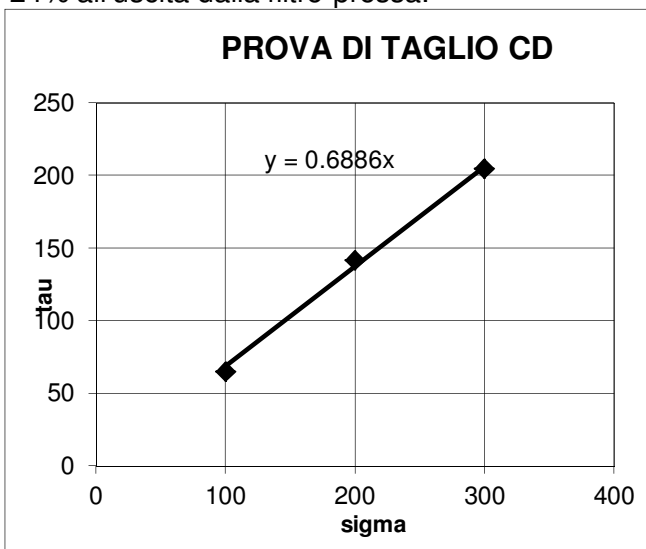
In base alla legge di Coulomb si ricava un angolo di attrito di 36° . La coesione del campione ricostruito è trascurabile.

La resistenza di attrito così determinata è relativa alla matrice fine del detrito di cava, esclusi quindi i frammenti aventi dimensioni superiori a 4,72 mm.

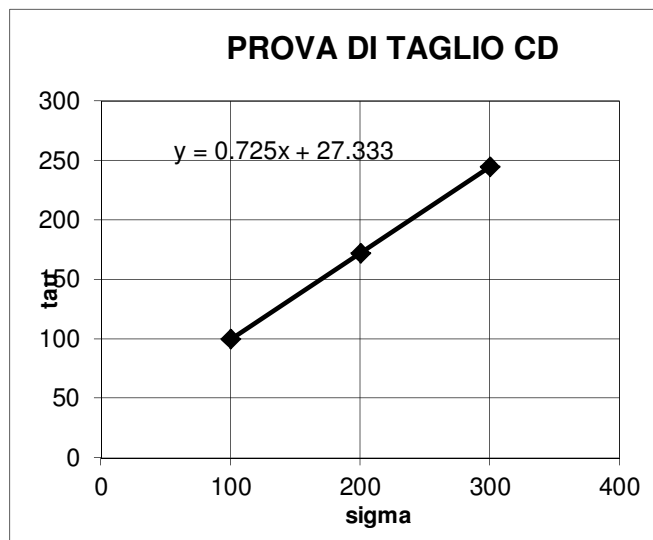
Altre prove di laboratorio geotecnico sono state condotte dal Consorzio Corefa sui limi derivanti dalla decantazione dei fanghi originati nel ciclo di taglio della pietra serena (vedi appendice). In questo caso le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali si possono considerare omogenee, derivando da processi produttivi e materia prima sostanzialmente costanti nel tempo.

In base alle prove di classificazione geotecnica il materiale si definisce: limo argilloso debolmente sabbioso; plastico allo stato naturale (contenuto d'acqua compreso tra limite liquido e limite plastico) e semisolido dopo costipazione (contenuto d'acqua inferiore al limite plastico); poco permeabile e poco comprimibile (basso limite liquido); inattivo (indice di inattività colloidale particolarmente basso). In riferimento alla classificazione unificata dei terreni (Casagrande, 1948) i materiali si definiscono *ML – Limo inorganico e sabbia molto fine, farina di roccia, sabbia fine limosa o argillosa, o limo argilloso lievemente plastico*.

Come mostrato dai seguenti grafici, dalla prova di taglio sul materiale tal quale in uscita dalla filtro-pressa si evidenziano buone caratteristiche fisico-meccaniche dei limi anche senza costipazione. Il materiale compattato all'ottimo della prova Proctor Modificata migliora ulteriormente le proprie caratteristiche fisico-meccaniche, guadagnando soprattutto in coesione; per ottenere una costipazione ottimale il materiale deve essere asciugato fino al contenuto d'acqua del 10%, rispetto al 24% all'uscita dalla filtro-pressa.



$$\phi = 34,5^\circ - c = 0 \text{ kPa}$$



$$\phi = 35,9^\circ - c = 27 \text{ kPa}$$

Secondo la CNR – UNI 10006 i limi derivanti dalla segazione della pietra serena non sarebbero ammissibili per utilizzo stradale poiché rientranti nel gruppo A4. Precisiamo tuttavia che detta classificazione si applica ai “materiali sciolti naturali”. Il Capitolato Speciale d'Appalto Tipo Per Lavori

Stradali del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti prevede comunque la possibilità di impiego di altri materiali, specificando quanto segue.

Il progetto può prevedere l'adozione di tecnologie, materiali ed prodotti di tipo innovativo, diversi dalle terre. In tali casi l'impresa deve attenersi, per le qualificazioni dei materiali e i controlli, alle specificazioni di progetto, eventualmente riferite a normativa nazionale o internazionale specifica.

In presenza di esigenze tecniche particolari l'impresa può proporre, nel rispetto del quadro economico, l'impiego di materiali non previsti espressamente in progetto. In tale caso i materiali debbono essere sottoposti, prima del loro impiego, ad adeguate verifiche e, se necessario, a prove di laboratorio per accertarne l'idoneità alla particolare utilizzazione prevista; gli oneri delle prove e delle verifiche sono a totale ed esclusivo carico dell'impresa.

A questo proposito vale la pena evidenziare che la granulometria fine dei materiali considerati non deriva dalla presenza di minerali argillosi, spesso soggetti a fenomeni di ritiro e rigonfiamento, ma dalla frammentazione meccanica dei granuli componenti la pietra arenaria, certamente più stabili e inattivi rispetto a una generico terreno naturale del citato gruppo A4.

2.3 ULTERIORI VALUTAZIONI SUI MATERIALI DETRITICI

2.3.1 VALORI BIBLIOGRAFICI

La resistenza al taglio dei terreni deriva dall'effetto combinato di rotolamento, scorrimento e schiacciamento dei granuli. Per i granuli entrano quindi in gioco la forma (tondi, spigolosi, appiattiti, ecc.), la scabrosità (ruvidi, lisci, ecc.), l'incastro reciproco (addensamento) e la resistenza (taglio e compressione).

Secondo Terzaghi e Peck (1967) i valori rappresentativi per l'angolo di attrito, riferiti alla relazione $\tau = \sigma' \tan \phi$, sono i seguenti:

MATERIALE	SCIOLTO	ADDENSATO
sabbia a granuli arrotondati, uniforme	27,5°	34°
sabbia a spigoli vivi, ben graduata	33°	45°
ghiaia sabbiosa	35°	50°
sabbia limosa	27°-33°	30°-35°
limo inorganico	27°-30°	30°-35°

Secondo Bowles (1991) gli angoli di attrito indicativi, riferiti a prove consolidate drenate, sono i seguenti:

MATERIALE	DA	A
ghiaia media	40°	55°
ghiaia sabbiosa	35°	45°
sabbia sciolta (prova UU)	28°	34°
sabbia compatta satura	43°	50°
limo o sabbia limosa sciolta	27°	30°
limo o sabbia limosa compatta	30°	35°
argilla	20°	42°

2.3.2 ASPETTI TEORICI

Nel caso della Formazione Marnoso Arenacea è stato verificato un *angolo di attrito di base* medio di circa 30°. Questo angolo misura la resistenza allo scorrimento reciproco di due frammenti di roccia che scorrono l'uno sull'altro, secondo la legge $\tau = \sigma' \tan \phi$.

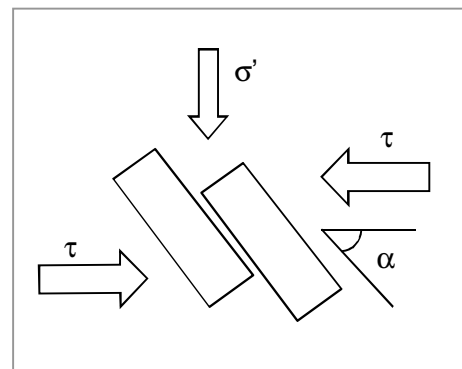
Nell'ambito di un detrito grossolano la resistenza al taglio è *inizialmente* espressa dalla relazione:

$$\tau = \sigma' \tan \phi / (1 - \tan \alpha \tan \phi)$$

essendo σ' la pressione efficace di confinamento, α l'angolo tra la direzione media di taglio e la faccia di contatto tra un clasto roccioso e l'altro (vedi disegno a fianco), ϕ l'angolo di attrito di base.

L'angolo α influenza la resistenza globale del riempimento detritico:

- per $\alpha = 0$ (frammenti rocciosi tutti paralleli alla direzione di taglio) la formazione detritica ha un angolo di attrito $\phi = 30^\circ$ (pari all'attrito di base)



- per $\alpha = 45^\circ$ (valore medio nella gamma di inclinazione 0-90°) la formazione detritica ha un angolo di attrito di circa $\phi = 54^\circ$, essendo $\tan \phi / (1 - \tan \phi) = 1,37$
- per $\alpha \geq 60^\circ$ le forze resistenti sono sempre maggiori delle forze destabilizzanti, essendo $(\tan \alpha \tan \phi) \geq 1$

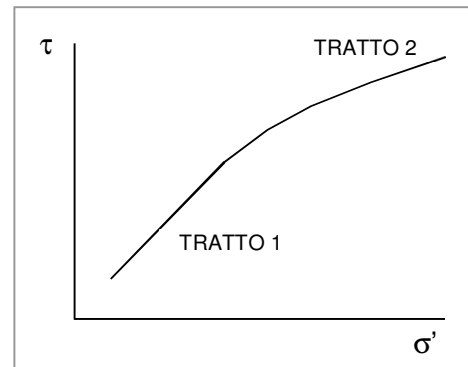
Abbiamo detto *inizialmente* poiché quanto sopra vale solo per basse sollecitazioni, non in grado di provocare la rottura o il riassetto dei clasti.

Lo scorrimento dei due frammenti rocciosi schematizzati nel precedente disegno determina in prima analisi l'allargamento della superficie di taglio. Questo si ripercuote sulle pressioni di confinamento, con un duplice effetto:

- i punti contatto sulla superficie di taglio diminuiscono, con conseguente aumento delle sollecitazioni τ e σ , fino anche alla rottura dei frammenti rocciosi integri
- il mancato appoggio delle superfici di taglio genera dei tagli *ausiliari* nell'ammasso detritico, perpendicolari o vicarianti rispetto alla superficie di rottura principale

I due fenomeni suddetti da un lato determinano l'instaurazione di nuove forze resistenti, ma d'altra parte permettono la riduzione dell'angolo α precedentemente indicato. Il tutto si risolve in una diminuzione delle resistenze, come illustrato dal seguente grafico. Infatti, laddove non vi fosse la riduzione delle resistenze, non vi sarebbe motivo per l'instaurazione dei citati meccanismi di rottura e riorganizzazione dei clasti.

Il tratto 1 del grafico rappresenta la fase iniziale di deformazione. La curva non inizia dall'origine poiché anche alla base del clasto roccioso di superficie si registra una pressione litostatica maggiore di zero. Per motivi *statistici* si ritiene che questo tratto della curva corrisponda alla relazione media $\tau = \sigma' \tan 54^\circ$. L'angolo di attrito di 54° potrà tuttavia diminuire laddove sia possibile una orientazione sfavorevole dei clasti rispetto alle teoriche superfici di taglio.



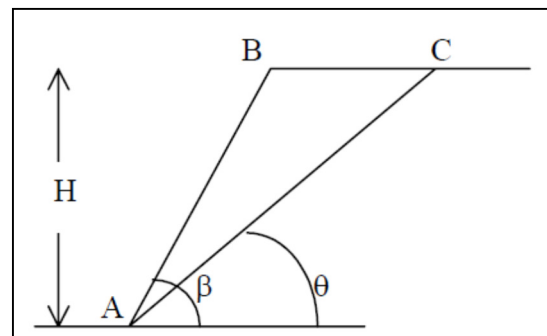
L'inizio e la pendenza del tratto 2 nel grafico dipendono dalla natura dei clasti rocciosi (più o meno resistenti al taglio, più o meno arrotondati), dalla loro dimensione e dal livello di addensamento del terreno: maggiori saranno la resistenza al taglio, le dimensioni dei clasti e la densità dell'ammasso detritico, più tardi si avrà il flesso nel grafico delle resistenze e maggiore sarà la pendenza del tratto 2.

2.3.3 BACK ANALYSIS

Come noto, sui detriti e sulle terre granulari non vi sono metodi di indagine geotecnica che possano portare a un'attendibile determinazione dei parametri di resistenza al taglio. Abbiamo quindi ritenuto più opportuno procedere con determinazioni sperimentali basate sulla stabilità dei rilevati e sui collegati procedimenti di back-analysis.

Sono state individuate situazioni che possano essere considerate al limite dell'equilibrio. Dopodiché abbiamo applicato a ritroso una verifica di stabilità secondo il metodo del cuneo (Culmann).

Per il cuneo ABC l'altezza critica è:
 $H_c = 4c (\sin \beta \cos \phi) / \gamma (1 - \cos (\beta - \phi))$





Le scarpate sopra illustrate sono riferite a una cava di filaretti nel bacino estrattivo di Brento Sanico. In entrambi i casi la scarpata detritica è inclinata 59° . Le altezze delle scarpate nelle zone di massima pendenza sono rispettivamente di 10 m e 12 m. Le scarpate in questione sono rimaste pressoché invariate per molti anni, ma si considerano al limite di equilibrio.

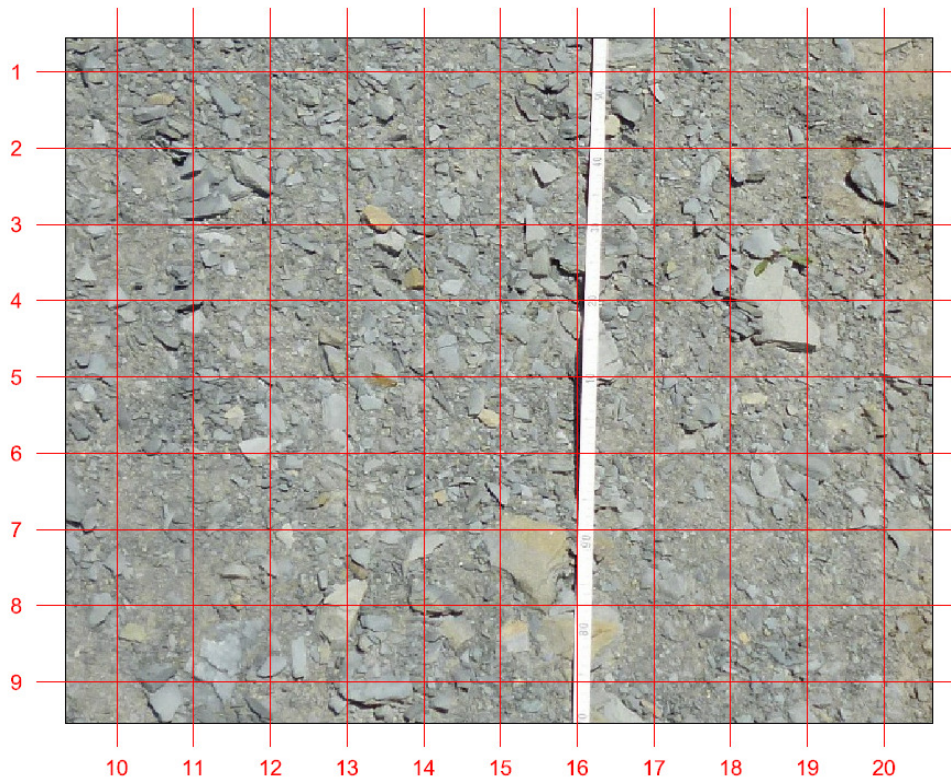
Assumendo un angolo di attrito di 54° , un peso di volume 18 kN/m^3 e un'altezza critica di 12 m mediante la relazione di Culmann ricaviamo $c = 1-2 \text{ kN/m}^2$. Tale risulta quindi l'intercetta sull'asse delle ordinate del tratto 2 del grafico $\tau-\sigma'$ precedentemente illustrato, secondo la relazione di Coulomb $\tau = \sigma \tan \phi + c$.

Questa determinazione empirica da un lato conferma l'angolo di 54° stimato per i detriti di cava e dall'altro porta a considerare anche una resistenza per coesione molto bassa.

2.3.4 MODELLO SEMPLIFICATO DI COMPORTAMENTO

Nell'ambito della cava La Raccia / Brento Sanico sono state ricavate diverse immagini fotografiche del detrito di cava, alcune delle quali riproponiamo di seguito:





Tra le diverse fotografie abbiamo scelto una di quelle caratterizzate da scarso contenuto di frammenti litoidi grossolani. L'abbiamo scalata e abbiamo contato gli elementi con diametro maggiore di 4,72 mm lungo una griglia decimetrica, come illustrato dalla precedente immagine. Nella seguente tabella si riassumono i dati così raccolti:

TRACCIA	0,472 – 1 cm	1 – 2 cm	2 – 4 cm	4 – 8 cm	8 – 14 cm	TOT %
1	27	19	9	0	0	39
2	30	17	8	1	1	46
3	27	22	12	3	0	56
4	21	15	14	1	1	50
5	23	20	11	2	2	59
6	13	21	11	5	0	54
7	6	12	7	0	1	28
8	20	11	8	2	3	52
9	18	16	5	3	1	42
10	18	14	12	0	0	47
11	29	10	8	5	0	60
12	25	18	8	4	0	62
13	31	15	10	2	2	73

14	25	18	17	2	0	72
15	29	19	11	3	1	74
16	10	10	10	3	2	61
17	24	11	9	2	0	49
18	24	12	12	2	1	63
19	17	17	13	3	1	70
20	19	13	6	5	4	83

I numeri indicati in tabella si riferiscono al conteggio dei frammenti detritici compresi in una determinata fascia granulometrica. Ad esempio il primo dato (27) indica il numero di elementi individuati lungo la traccia 1

aventi lato maggiore (rispetto alla fotografia) compreso tra 0,472 e 1,0 mm.

La dimensione reale della zona fotografata è 113 cm lungo le sezioni da 1 a 9 e 90 cm lungo le sezioni da 10 a 20.

La colonna TOT % riporta una stima approssimativa della percentuale di clasti aventi diametro maggiore di 4,72 cm rispetto al totale della traccia. L'approssimazione risiede nel fatto che abbiamo ridotto del 25% la lunghezza totale dei clasti, supponendo che gli stessi non siano sempre disposti con l'asse maggiore lungo la traccia di sezione.

Le 20 tracce di sezione sono in qualche modo rappresentative di un campione statistico, il cui valore TOT % è al massimo 83%, in media 57%, al minimo 28%, come deviazione standard 13%, come valore caratteristico 35% (percentile 5%).

Se immaginiamo la precedente fotografia come se fosse una grande cella di taglio, possiamo fare alcune considerazioni:

- la linea di maggiore debolezza del campione sarebbe data dall'allineamento che incontra il minore numero di frammenti detritici grossolani
- se lungo tale allineamento non vi fossero elementi detritici a grana maggiore di 4,72 mm ci aspetteremmo una resistenza al taglio analoga a quella del campione S1C1 ricostruito
- ognuna delle 20 tracce disegnate sulla fotografia potrebbe costituire la direzione di scorrimento di una *gigantesca scatola di taglio*, di volta in volta spostata rispetto al campione virtuale
- secondo i principi dettati dalle vigenti Norme Tecniche sulle Costruzioni, la resistenza del terreno si valuta considerando i valori caratteristici, che nel nostro caso sono quelli relativi alla traccia di sezione la cui percentuale di clasti più si avvicina al valore caratteristico dei clasti derivante dall'analisi statistica (35%)
- il taglio del campione virtuale lungo la *traccia caratteristica* potrebbe avvenire per la combinazione di superfici di taglio vicarianti e contestuale rotazione dei clasti

Si tenga presente che quest'ultimo fenomeno in natura avviene per ridurre al minimo i fenomeni di distanziamento delle superfici di taglio (che si avrebbe in caso di un corpo rigido diviso da una superficie non perfettamente planare o cilindrica) e per consentire, mediante la riorientazione dei frammenti litici allungati, il passaggio delle superfici di taglio vicarianti.

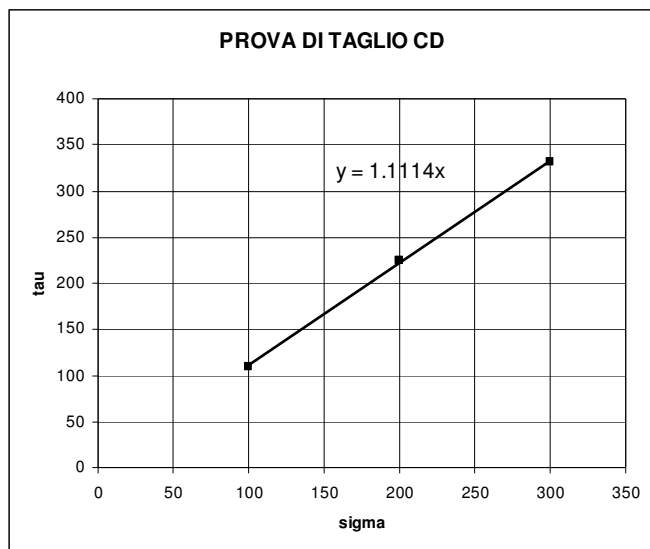
Considerando che la traccia 1 sia la *traccia caratteristica* proviamo a disegnare la superficie di principale di taglio.



Nell'ipotetico verso di scorrimento dei due lembi del *campione virtuale* (vedi frecce blu), buona parte dei frammenti detritici posti lungo la superficie di taglio subirebbero la rotazione oraria, da soli o insieme ai clasti adiacenti. Inoltre si manifesterebbero altri tagli subparalleli al taglio principale, delimitati prevalentemente dai clasti interessati dai fenomeni di rotazione.

La superficie individuata non è in realtà la superficie di taglio, bensì una superficie a maggiore debolezza. Quando inizia la rottura, la stessa tenderà a coincidere con la traccia 1. Questo potrà avvenire per la rotazione dei detriti posti lungo l'iniziale traccia di debolezza e la successiva compressione delle "asperità". Pertanto la resistenza al taglio è nel nostro caso data da tre componenti: R_R resistenza alla rotazione, R_C resistenza alla compressione, R_S resistenza allo scorrimento intragranulare. Quest'ultimo valore è in prima approssimazione coincidente con la resistenza di attrito della matrice, valutata con la specifica prova di taglio.

La resistenza alla rotazione può essere valutata preliminarmente ammettendo che una certa aliquota dei frammenti detritici intercettati dalla direttrice di taglio subisca la rotazione. Ipotizziamo che tale valore rappresenti il 20% del clasti. Per tali frammenti detritici dovremo considerare la resistenza di attrito lungo il loro perimetro, ottenendo così un aumento del 53% della lunghezza di taglio, rispetto alla traccia lineare. Tale lunghezza incrementata comprenderebbe tutte le superfici di rottura legate allo scorrimento principale, ai tagli vicarianti e alle superfici di rotazione. Incrementando quindi del 53% le resistenze al taglio relative alla prova eseguita sul campione S1C1 ricostruito otteniamo la resistenza espressa dal grafico accanto. Il corrispondente angolo di attrito è di 48°.



Per evitare il distanziamento dei lembi divisi dalla teorica superficie di taglio è necessario che le asperità residue dopo la rotazione dei frammenti detritici siano “schiacciate”. In pratica, per effetto dei primi movimenti avremo un forte aumento delle pressioni normali sulle zone sporgenti; aumento che secondo la legge di Coulomb si ripercuote in un proporzionale aumento della locale resistenza al taglio. Pertanto, maggiore è la “rugosità” della superficie di debolezza e maggiore sarà l’aumento della resistenza al taglio; se la rugosità è minima, ossia i frammenti detritici sono inferiori a 4,72 mm, non abbiamo aumento della resistenza al taglio.

Per valutare tale aumento di pressione faremo ricorso alla teoria dell’elasticità, sostenendo che il modulo di elasticità del detrito sia $E_s = 10$ MPa e che lo *schiacciamento* del detrito si ripercuota fino a 2 m di profondità. In tale caso nelle zone di *schiacciamento* avremo un incremento della pressione di confinamento $\sigma = E_s \times h / 2$ m, essendo h l’altezza delle asperità schiacciate. Nel nostro caso valutiamo $h = 1,4$ cm (diametro medio dei clasti maggiori di 4,72 mm lungo la sezione 1), calcolando quindi $\sigma = 70$ kPa, da applicare sulle zone caratterizzate dalla presenza dei clasti grossolani (il 39% della sezione). Distribuendo questo carico su tutta la traccia di sezione otteniamo $\sigma' = 27$ kPa, corrispondente alla coesione dell’ammasso detritico per effetto dalle asperità del detrito e dal relativo incastro.

In definitiva, secondo quanto sopra considerato e in riferimento alla prova di laboratorio eseguita, valutiamo che il detrito della cava Brento Sanico abbia le seguenti caratteristiche:

- per i materiali vagliati al setaccio di 4,72 mm resistenza di attrito 36° e coesione nulla
- per i materiali in natura resistenza di attrito 48° e coesione 27 kPa

Si consideri che la stima qui condotta si riferisce al detrito di una cava di masso grosso, certamente caratterizzato da un’ossatura più fine rispetto a una cava di filaretti, in virtù del maggiore rapporto arenarie/marne. Riteniamo comunque che la stima discussa possa essere considerata attendibile e cautelativa, considerati gli ampi margini di approssimazione del metodo.

2.3.5 CARATTERIZZAZIONE RIPORTI GENERICI

Per i materiali di riempimento facciamo riferimento alla classificazione CNR – UNI 10006 , di seguito riportata.

I materiali dei gruppi A1, A2-4, A2-5, A3 sono generalmente considerati idonei per la formazione di rilevati stradali. Le terre degli altri gruppi sono comunque idonee per la formazione di riempimenti e rilevati che non debbano avere particolari requisiti di resistenza.

L’importante è che i materiali utilizzati raggiungano dopo la messa in opere i requisiti geotecnici minimi utilizzati per le verifiche di stabilità dei versanti.

In linea generale potranno quindi essere impiegate per il riempimento dei vuoti di estrazione della cava le seguenti 3 tipologie di materiali, facendo riferimento alla classificazione CNR – UNI 10006:

- a) materiali dei gruppi A1, A2-4, A2-5, A3 compattati fino 90% della densità massima ottenibile in laboratorio con la prova AASHTO modificata
- b) materiali dei gruppi A1, A2-4, A2-5, A3 costipati solo sotto il peso proprio

c) materiali dei gruppi A2-6, A2-7, A4, A5, A6, A7 compattati fino 90% della densità massima ottenibile in laboratorio con la prova AASHTO modificata

Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa						Terre limo - argillose					Torbe e terre organiche palustri	
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%						Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%						
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7		A8	
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7						
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥ 80										
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≤ 40	≤ 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤ 10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10 (IP>LL30)	> 10 (IP>LL30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone						Da mediocre a scadente					Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media			media	elevata	Media	elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa				Scarsa o nulla					
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista	

Le caratteristiche geotecniche previste per questi materiali, dopo la messa in opera, sono indicate nel prossimo capitolo.

Analogamente a quanto viene comunemente fatto per le opere stradali, viene lasciata ampia facoltà di scelta al direttore dei lavori, che dovrà:

- riconoscere come idonei i materiali di rinterro reperiti via via
- commissionare le prove di laboratorio che riterrà necessarie per la verifica dei requisiti prestazionali dei materiali impiegati
- decidere le modalità di posa in opera e costipazione necessarie per il raggiungimento dei requisiti prestazionali di progetto, in funzione dei materiali di volta in volta reperiti
- evitare l'impiego della terra vegetale nella formazione dei rilevati con elevate prestazioni geotecniche

L'impresa esecutrice dovrà inoltre conservare i documenti e certificati con i dati relativi alla provenienza e all'individuazione dei singoli materiali o loro composizione, agli impianti o luoghi di produzione, nonché i dati risultanti dalle eventuali prove di laboratorio atte ad accertare i valori caratteristici richiesti per le varie categorie di lavoro.

I rinterri di progetto potranno essere fatti anche utilizzando:

- polveri raccolte dai sistemi di aspirazione durante la perforazione degli strati di arenaria ornamentale della Formazione Marnoso Arenacea di Firenze, comunque siano classificate
- limi derivanti dalla decantazione delle acque meteoriche dilavanti nell'ambito delle aree di coltivazione attiva delle cave di Brento Sanico, comunque siano classificati

I medesimi materiali saranno mescolati ai rifiuti di estrazione fino a percentuali del 5%. Così facendo non varieranno le caratteristiche dei rifiuti di estrazione, che rimarranno clasto-sostenuti e drenanti. In pratica, i limi di miscelazione non faranno altro che *anticipare* i naturali processi di alterazione e intasamento che sempre avvengono nei depositi detritici riferibili alla Formazione Marnoso Arenacea, allorché si altera e decompone la frazione marnosa e vengono progressivamente colmati i vuoti presenti nell'ossatura detritica. L'importante è che i terreni limosi non rimangano in superficie nelle zone soggette al dilavamento da parte delle acque meteoriche (nel qual caso subirebbero fenomeni erosivi).

2.4 MODELLO GEOTECNICO

2.4.1 STRATIGRAFIA

Presso la cava Sassicheto si riconosce la seguente stratigrafia:

UNITÀ	DESCRIZIONE
1	detriti grossolani di arenarie, marne e siltiti in scarsa matrice terrosa, derivanti dagli scarti di estrazione della cava Sassicheto
2	Formazione Marnoso Arenacea composta dalla regolare alternanza di arenarie e marne in strati da decimetrici a metrici

Possiamo inoltre aggiungere:

UNITÀ	DESCRIZIONE
3	altri materiali di rinterro costipati (limi e terre in genere)
4	altri materiali di rinterro non costipati (limi e terre in genere)

Lo spessore dei detriti è variabile da una zona all'altra e può essere determinato per sottrazione tra la cartografia a curve di livello dello stato attuale e la cartografia a catastale a curve di livello (stato originario).

Si richiama inoltre quanto illustrato dalla sezione abbinata alla relazione geologica.

2.4.2 SCELTA DEI PARAMETRI

Dall'esame critico delle precedenti misurazioni, analisi e interpretazioni, tenuto conto dei valori di letteratura, di quanto contenuto nella relazione geologica (specialmente in merito alla classificazione geomeccanica) e delle problematiche specifiche della zona, si propongono i seguenti parametri caratteristici del terreno, da utilizzare per i dimensionamenti geotecnici:

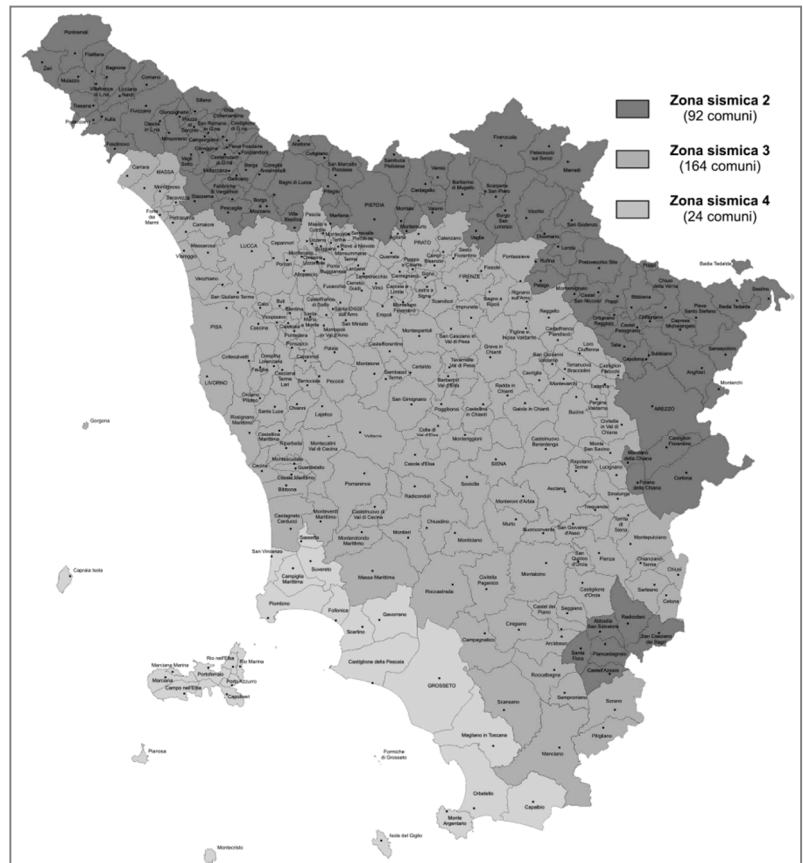
unità	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)
1	18	21	48	8
2	26	26	49	160
3	19	20	30	10
4	18	19	30	0

I parametri delle unità 1 e 2 sono riferiti ai materiali *effettivamente presenti* in cava, mentre i parametri delle unità 3 e 4 sono riferiti a materiali da acquisire, essendo quindi da intendere come *parametri minimi affinché il medesimi materiali possano essere impiegati in cava*.

3 ASPETTI SISMICI

3.1 CLASSIFICAZIONE DEL TERRITORIO

La mappa illustra la classificazione sismica della Toscana ai sensi della Del GRT 421/2014. Il comune di Firenzuola ricade nella zona 2.



3.2 CATEGORIA DEL SUOLO

Per il calcolo delle azioni sismiche di progetto e la valutazione dell'amplificazione del moto sismico, il DM 14.09.2005 definisce le seguenti categorie di suolo di fondazione:

- A Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).
- C Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).
- D Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
- E Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.
- S1 Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($I_p > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)
- S2 Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

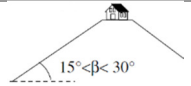
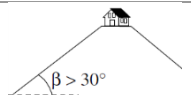
Lo spessore del detrito ha inevitabili ricadute sulla scelta della categoria di suolo, dal momento che possiamo stimare la velocità delle onde S pari a 200/300 m/s per il detrito di cava, 600/800 m/s per la Formazione Marnoso Arenacea allentata e 800/1300 per la Formazione Marnoso Arenacea compatta. Assumendo $V_s=200$ m/s per il detrito e i rinterri e $V_s=1000$ m/s per il substrato avremo i seguenti valori:

- $V_{s30} > 800$ = suolo di categoria A per coperture detritiche spesse meno di 1,9 m
- $800 > V_{s30} > 360$ = suolo di categoria B per spessori detritici compresi tra 1,9 e 13,3 m
- $360 > V_{s30} > 180$ = suolo di categoria C per spessori detritici maggiori di 13,3 m

La gran parte della cava Sassicheto è caratterizzata, soprattutto nelle condizioni di progetto, da spessori detritici compresi tra 1,9 e 13,3 m, potendo quindi essere assegnata alla categoria di suolo B. La pendenza media dei versanti è di circa 30°; i fronti estrattivi sono inclinati fino a 73°.

3.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente di amplificazione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Nel nostro caso siamo nella categoria topografica T2.

Dal momento che ci troviamo a mezza costa si applica il fattore $ST = [1,2 - 0,2 * (H-h)/H] = 1,04$, essendo $H = 113$ m l'altezza totale del pendio e $h = 24$ m il dislivello tra il luogo d'intervento (abbiamo considerato la quota del piazzale esistente) e la base del versante.

3.4 AZIONE SISMICA

L'azione sismica da utilizzare per il dimensionamento delle opere di progetto può essere valutata con le procedure semplificate e standardizzate definite dalla Norme Tecniche sulle Costruzioni. Evidenziamo infatti che:

- il periodo fondamentale di risonanza della costruzione di progetto dovrebbe essere inferiore a 4 secondi
- la categoria di suolo rientra tra i raggruppamenti A, B, C, D, E
- i passaggi tra i diversi orizzonti sono relativamente gradualmente (fatta salva la categoria E) e non vi sono condizioni di amplificazione stratigrafica
- non sono conosciute faglie attive nella zona d'intervento

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (normalizzata) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

I parametri sismici del luogo d'intervento sono stati ricavati utilizzando il software Geostru PS Parametri sismici. I dati immessi sono:

Latitudine	44.14534342
Longitudine	11.38185918
Classe dell'edificio	2
Vita nominale (anni)	50
Categoria sottosuolo	B
Categoria topografica	T2
Applicazione	Stabilità dei pendii

Si calcolano:

COEFFICIENTI E PARAMETRI	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento (%)	81	63	10	5
Tempo di ritorno (anni)	30	50	475	975
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento a_g (g)	0.066	0.084	0.198	0.247
Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale F_0	2.434	2.427	2.454	2.484
Inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* (s)	0.258	0.266	0.297	0.312
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1.200	1.200	1.200	1.150

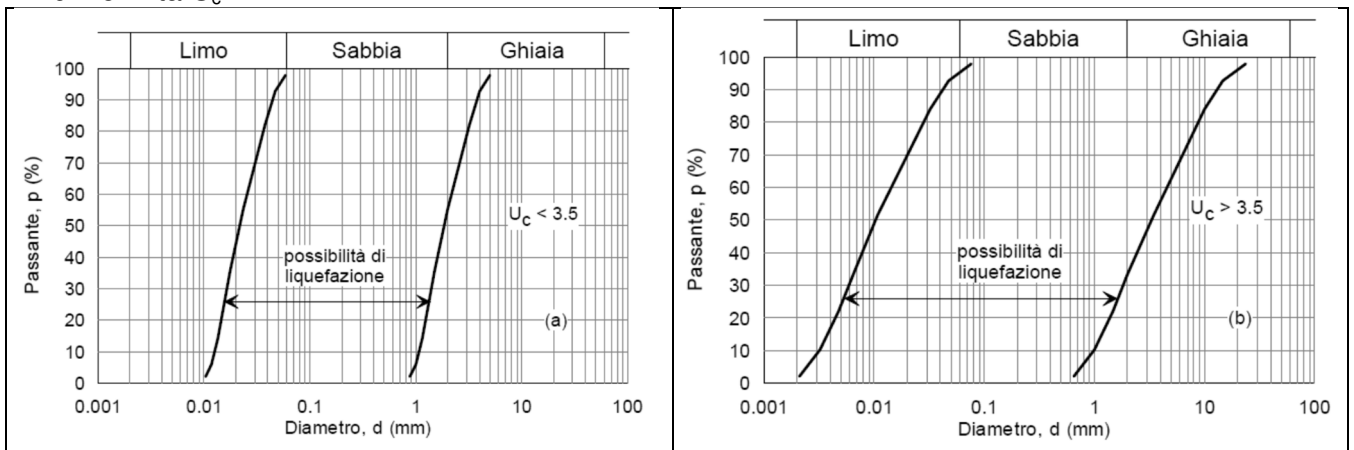
Coefficiente di categoria del sottosuolo C_c	1.440	1.430	1.400	1.390
Coefficiente di amplificazione topografica S_t	1.040	1.040	1.040	1.040
Coefficiente sismico orizzontale k_h	0.017	0.021	0.059	0.083
Coefficiente sismico verticale k_v	0.008	0.010	0.030	0.041
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito a_{max} (m/s^2)	0.812	1.025	2.418	2.900
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s	0.200	0.200	0.240	0.280

3.5 POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicata la cava deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

In prima analisi la liquefazione può verificarsi quando si manifestano tutte le seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo $M \geq 5$
2. accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti $a_g \geq 0,1g$
3. profondità media stagionale della falda inferiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica, normalizzata alla tensione efficace verticale di 100 kPa, $N_{SPT} \leq 30$ oppure $R_{p,CPT} \leq 180$ kPa
5. distribuzione granulometrica come da figure seguenti, differenziate in base al coefficiente di uniformità U_c



In assenza di sabbie sciolte e falda si esclude la possibilità che si abbiano fenomeni di liquefazione.

3.6 PRESENZA DI FAGLIE

Come evidenziato nella relazione geologica, presso il luogo d'interesse e per un intorno di alcune centinaia di metri non sono presenti faglie attive o che si ritengono potenzialmente riattivabili. Sotto a questo profilo possiamo quindi confermare la parametrizzazione sismica di zona.

4 VALUTAZIONI E VERIFICHE

4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore di azione si determina applicando appositi coefficienti all'azione calcolata $E_d = E \cdot \gamma_E$.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- combinazione fondamentale, da utilizzare per la verifica della capacità portante in condizioni statiche (SLV), a breve e lungo termine:

$$E_{dF} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica, da impiegare per la verifica della capacità portante in condizioni dinamiche (SLV), a breve termine:

$$E_{dS} = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione frequente, da utilizzare per la verifica dei cedimenti (SLD) in condizioni statiche:

$$E_{dC} = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La resistenza di progetto può essere stimata con uno dei seguenti metodi:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R

COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI (γ_M)

PARAMETRO		COEFFICIENTE PARZIALE	M1	M2
tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1,0	1,4
peso unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0
compressione uniassiale rocce	q_u	γ_{q_u}	1,0	1,6

COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELLE RESISTENZE (γ_R)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE		
	R1	R2	R3
opere di materiali sciolti e di fronti di scavo	--	1,1	--

Per le verifiche numeriche di stabilità dei versanti si utilizzano l'approccio 1 combinazione 2 e i coefficienti A2, M2, R2. Le azioni sono calcolate dal programma di calcolo. Quelle statiche derivano dal peso del terreno. Le azioni dinamiche sono calcolate in riferimento ai parametri sismici valutati per l'area d'interesse (si rimanda al capitolo precedente), considerando la forza sismica applicata sia verso l'alto che verso il basso.

4.2 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI – METODI PSEUDOSTATICI

La verifica alla stabilità del pendio è stata condotta utilizzando il programma STAP, che si basa sui metodi dell'equilibrio limite, comunemente denominati metodi delle strisce. In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adatterà la seguente simbologia:

- l lunghezza della base della striscia
- α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
- b larghezza della striscia $b=l \cdot \cos(\alpha)$
- ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia
- c coesione lungo la base della striscia

γ	peso di volume del terreno
u	pressione neutra
W	peso della striscia
N	sforzo normale alla base della striscia
T	sforzo di taglio alla base della striscia
E_s, E_d	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
X_s, X_d	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
E_a, E_b	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
ΔX	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
ΔE	variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Janbu semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i]}{\sum [W_i \tan \alpha_i]}$$

dove il termine N_i è espresso da

$$N_i = [W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F] / m$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Janbu semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

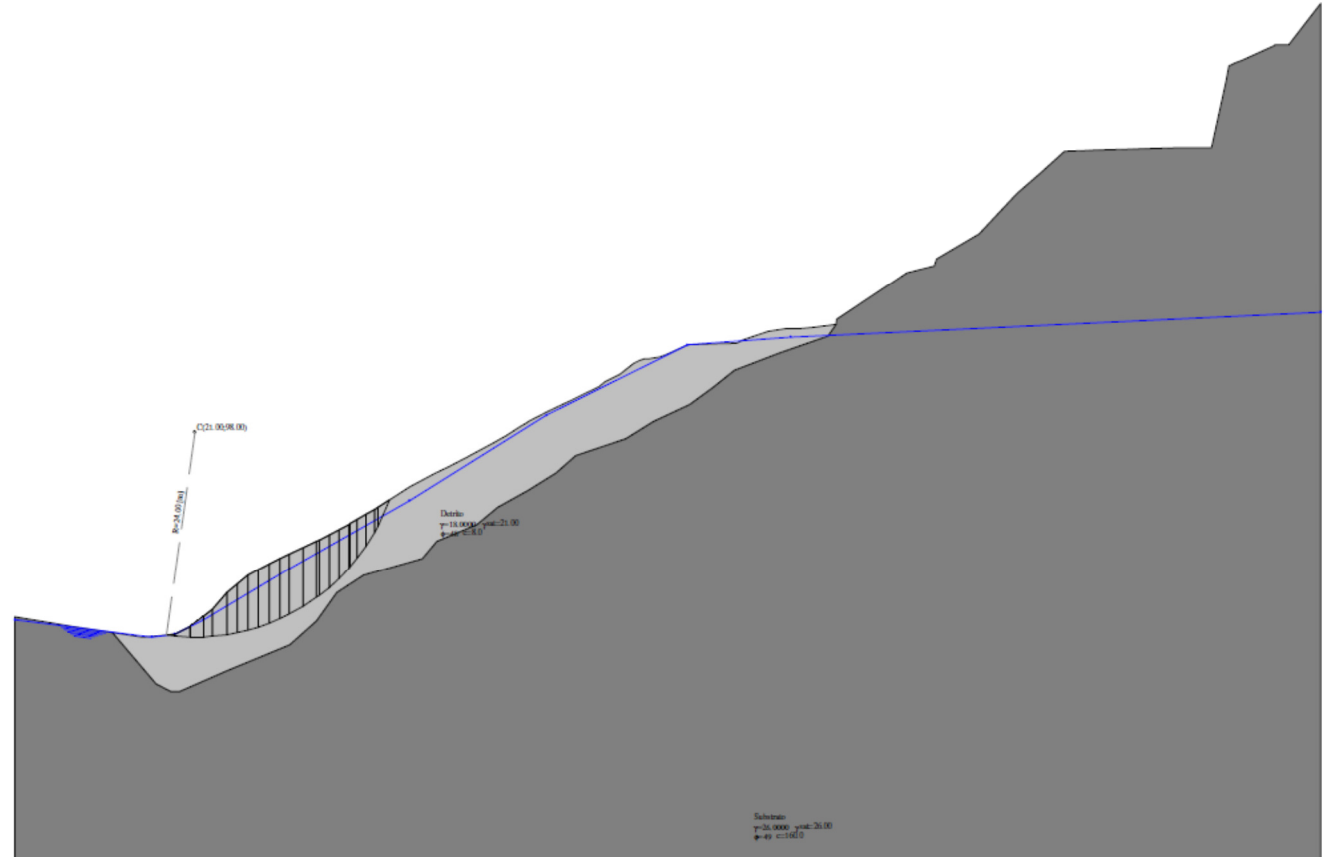
La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

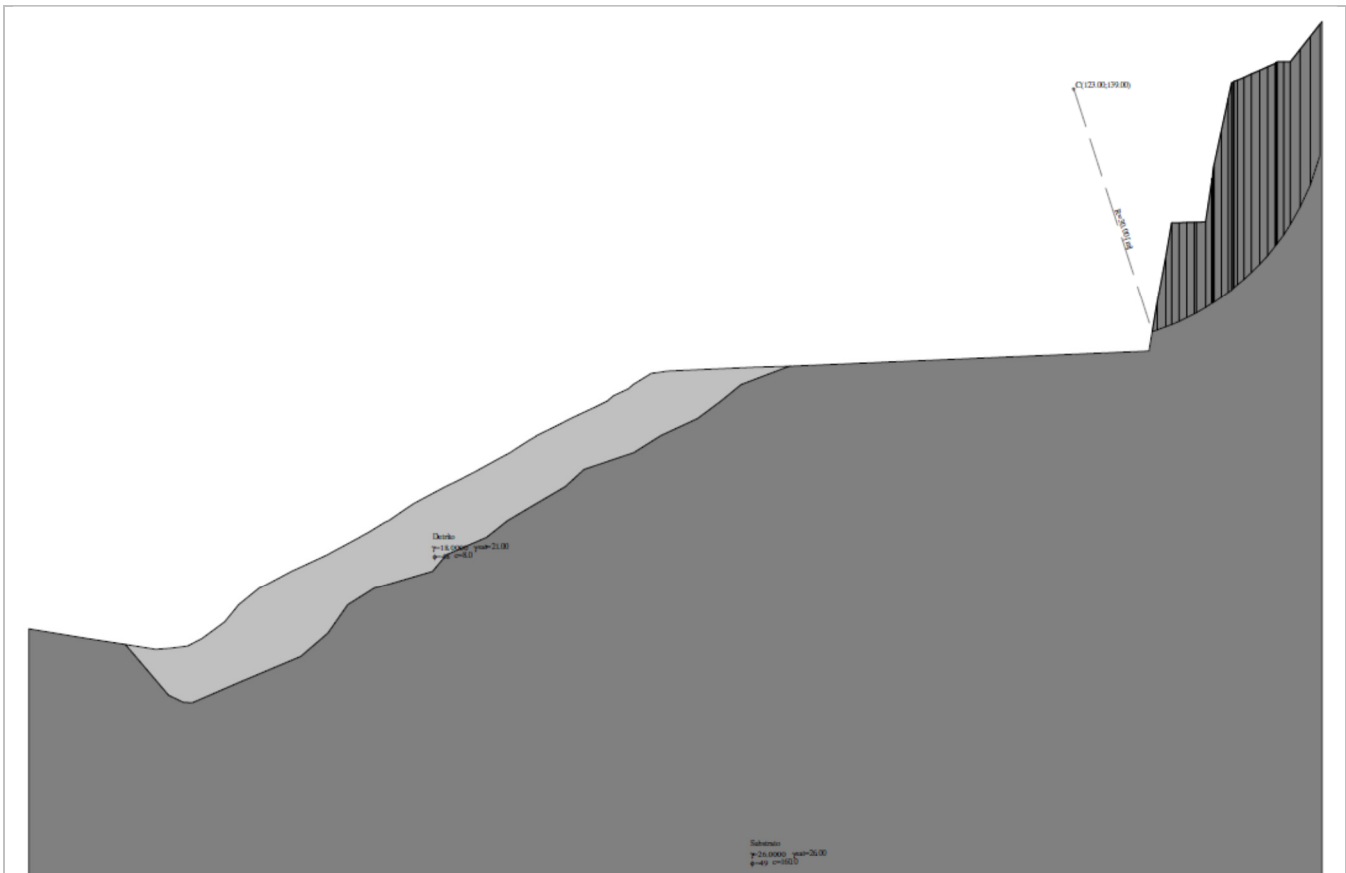
- lunghezza di corda inferiore a 1.00 m
- freccia inferiore a 0.50 m
- volume inferiore a 2.00 mc
- pendenza inferiore a 1%

Utilizzando il profilo C-C' di progetto, lo stesso su cui è stata tracciata a sezione geologica contenuta nella rispettiva relazione, si elaborano le seguenti verifiche di stabilità. Precisiamo che detta sezione è tracciata sulla linea di massima pendenza e si ritiene rappresentativa delle condizioni di stabilità della cava Sassicheto, sia nello stato attuale che nello stato di progetto.

SUPERFICIE A MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA – FRONTE ESTRATTIVO – STATO ATTUALE
Il coefficiente di sicurezza minimo è 2,81 nella combinazione di carico A2M2, con sollecitazione sismica rivolta verso il basso. Questa superficie è stata scelta tra 1104 superfici generate da una maglia di 110 centri. I cerchi generati hanno raggio compreso tra 3 m e 33 m.

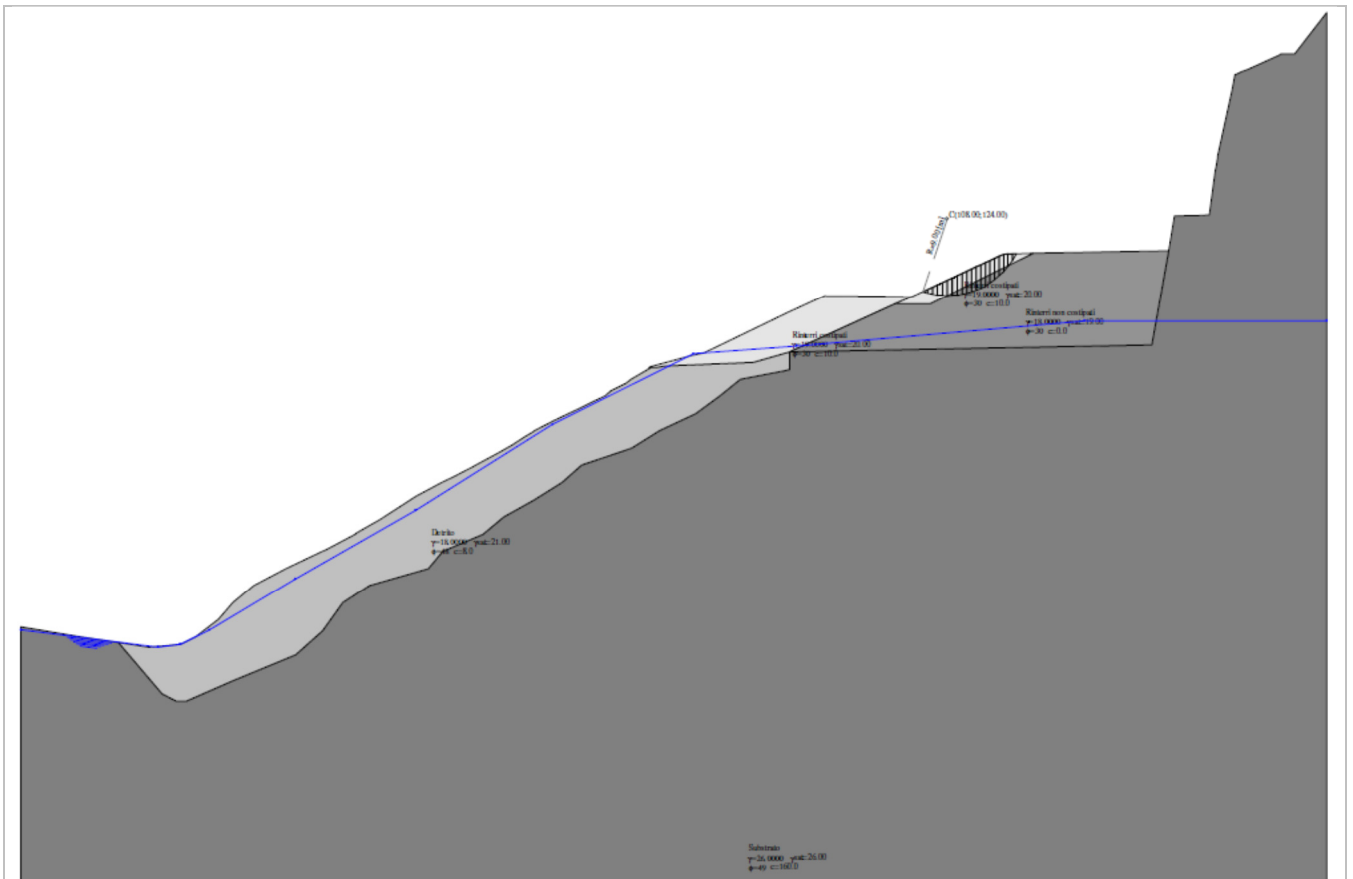


SUPERFICIE A MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA – DEPOSITO DI VERSANTE – STATO ATTUALE
Il coefficiente di sicurezza minimo è 1,10 nella combinazione di carico A2M2, con sollecitazione sismica rivolta verso l'alto. Questa superficie è stata scelta tra 1840 superfici generate da una maglia di 180 centri. I cerchi generati hanno raggio compreso tra 3 m e 33 m.
La posizione della falda è stata portata fino al piano di campagna, considerando quindi le peggiori condizioni di pioggia e infiltrazione.



SUPERFICIE A MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA – FRONTE ESTRATTIVO – STATO DI MASSIMO SCAVO

Il coefficiente di sicurezza minimo è 1,57 nella combinazione di carico A2M2, con sollecitazione sismica rivolta verso il basso. Questa superficie è stata scelta tra 1112 superfici generate da una maglia di 99 centri. I cerchi generati hanno raggio compreso tra 3 m e 33 m. L'ammasso è considerato asciutto.



SUPERFICIE A MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA – DEPOSITO DI VERSANTE – STATO RIPRISTINATO

Il coefficiente di sicurezza minimo è 1,41 nella combinazione di carico A2M2, con sollecitazione sismica rivolta verso il basso. Questa superficie è stata scelta tra 1532 superfici generate da una maglia di 120 centri. I cerchi generati hanno raggio compreso tra 3 m e 33 m.

La maglia dei centri è posizionata in maniera da individuare i cerchi di rottura passanti dai rinverri di cava. Portando la maglia dei centri verso valle ritroviamo le stesse superfici critiche già viste per la terza verifica di stabilità.

La posizione della falda è stata portata fino al piano di campagna, considerando quindi le peggiori condizioni di pioggia e infiltrazione.

Le precedenti verifiche sono state condotte in condizioni drenate e sismiche. Data la mole delle relazioni di calcolo (diverse centinaia di pagine), se ne omette la presentazione cartacea, includendo comunque la versione digitale (nel CD allegato)

Le condizioni di stabilità della cava Sassicheto nelle condizioni di progetto risultano conformi alla normativa, essendo stata superata la soglia minima $F_s=1,1$.

Nelle massime condizioni di precipitazione e infiltrazione il deposito di versante presenta un coefficiente di sicurezza al limite della soglia di sicurezza. Questa constatazione è del resto confermata dalla presenza di alcuni smottamenti, indicati nella relazione geologica e nella figura 4 a fondo testo.

Osservando tali fenomeni notiamo che i dissesti presentano le caratteristiche della *colata di fango*. Evidentemente nei periodi di massima precipitazione si possono verificare in concomitanza:

- trabocco incontrollato verso valle delle acque ricadenti sui piazzali di cava, per l'assenza di fossi di guardia
- conseguenti fenomeni di erosione superficiale nell'ambito del deposito di versante
- infiltrazione diretta delle piogge ricadenti sul deposito di versante
- imbibizione dei terreni esposti alla pioggia e alle infiltrazioni

La limitazione di questi fenomeni destabilizzanti è garantita dalle seguenti opere di progetto:

- regimazione delle acque ricadenti sui piazzali, evitando che le stesse defluiscano in maniera incontrollata verso il deposito di versante

- intensificazione delle piantumazioni e/o semine, allo scopo di costituire una coltura vegetale in grado di contrastare l'erosione e l'infiltrazione ed assicurare una migliore coesione superficiale per la presenza degli apparati radicali
- per le stesse finalità, realizzazione di opere di ingegneria naturalistica nelle zone in passato interessate da smottamento

Per il dettaglio di queste ultime opere a verde si rimanda all'esame del progetto di recupero ambientale.

Preme evidenziare che, almeno per il momento, non vorremmo procedere con movimenti di terra nell'ambito del deposito di versante. Valutiamo infatti che se da un lato potremmo intervenire efficacemente nella sistemazione delle zone in frana, dall'altra parte procureremmo maggiori danni alle aree limitrofe, compromettendo l'affermazione della vegetazione avutasi nell'ultimo ventennio, nel corso del quale ricordiamo che il deposito di versante è sostanzialmente rimasto inutilizzato e inattivo.

4.3 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI – ANALISI CINEMATICA

L'analisi cinematica di stabilità risulta particolarmente indicata per gli ammassi rocciosi disomogenei, per i quali la presenza delle superfici di discontinuità esistenti gioca un ruolo fondamentale sugli equilibri tra forze destabilizzanti (peso dei corpi rocciosi delimitati dalle fratture) e forze stabilizzanti (attrito).

L'analisi cinematica, pur con le sue inevitabili semplificazioni, costituisce un efficace strumento per la comprensione del comportamento dell'ammasso roccioso e rappresenta un valido punto di raccordo fra la fase di rilevamento geologico tecnico e quella di progettazione.

L'analisi effettuata è di tipo statistico, dal momento che si basa su informazioni puntuali reperite in limitate parti dell'ammasso roccioso. Non è infatti possibile ricavare uno stato particolareggiato della fratturazione all'interno dell'ammasso roccioso oggetto di escavazione, bensì ci si deve accontentare di stimare, sulla base del campione rilevato, la probabilità che si verifichino determinate condizioni strutturali.

Secondo tale ottica ha senso l'utilizzazione delle intersezioni tra tutte le fratture rilevate. Non si tratta di intersezioni reali, essendo relative a piani di discontinuità spesso molto lontani tra loro, ma di quelle che ci si possono aspettare all'interno dell'ammasso roccioso d'interesse date le attuali conoscenze.

MECCANISMI DI ROTTURA PER SCIVOLAMENTO

Sono stati verificati i meccanismi di scivolamento planare (SP) lungo le superfici di discontinuità e scivolamento di cunei (SC) delimitati da due fratture. Per ognuno viene definito un coefficiente di "pericolo cinematico" C espresso dal rapporto fra il numero dei poli (o intersezioni) che soddisfano le condizioni cinematiche ed il numero totale di poli (o intersezioni). Se il numero di dati di orientazione è sufficientemente elevato da rappresentare un campione casuale non sbilanciato della popolazione di discontinuità dell'ammasso roccioso, il coefficiente C fornisce una stima della probabilità che un determinato meccanismo di rottura avvenga in un dato punto, in base alle condizioni cinematiche al contorno.

L'analisi cinematica può essere effettuata in termini di relazioni geometriche fra i piani di discontinuità, le linee d'intersezione fra piani diversi ed il fronte di scavo. Essendo α l'azimut e β l'inclinazione sull'orizzontale, i piani di discontinuità sono identificati dai versori delle linee di massima pendenza $\mathbf{p} = (\alpha_p; \beta_p)$, oppure delle loro normali $\mathbf{n} = (\alpha_n; \beta_n)$ o poli; le linee di intersezione fra coppie di piani vengono identificate da versori $\mathbf{i} = (\alpha_i; \beta_i)$, mentre il fronte di scavo dal versore della linea di massima pendenza $\mathbf{f} = (\alpha_f; \beta_f)$. Per convenzione tutti i versori sono considerati con l'estremo nel semispazio inferiore del piano orizzontale.

SCIVOLAMENTO PLANARE

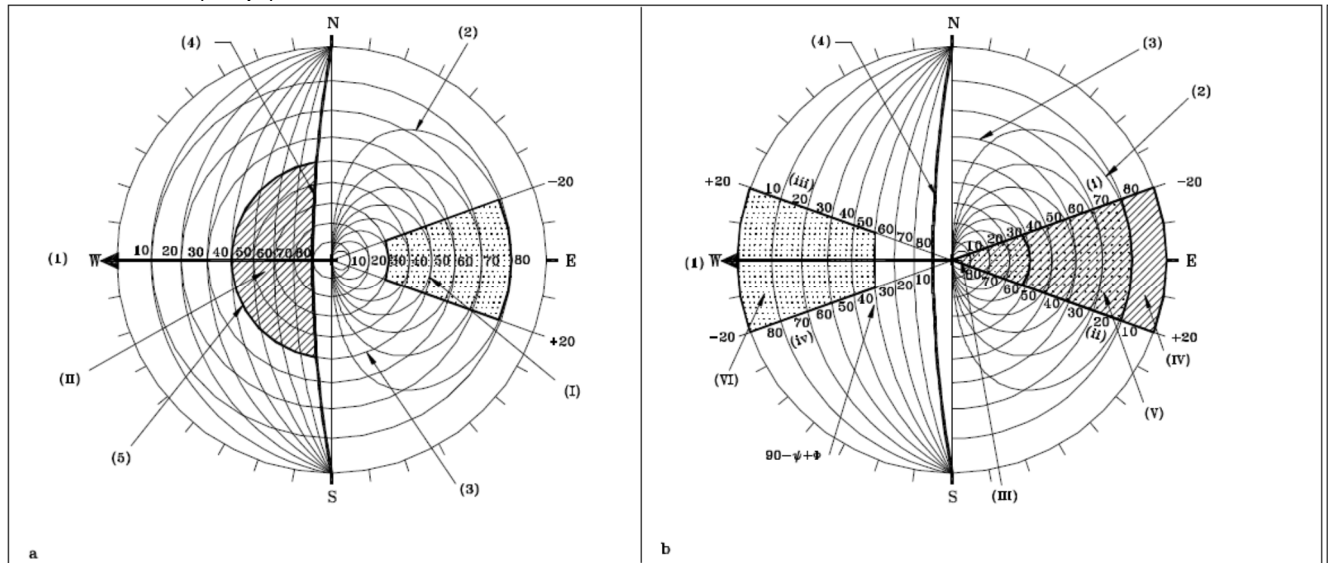
Lo scivolamento lungo la direzione di massima pendenza di un singolo piano di discontinuità è cinematicamente possibile se l'estremo del versore \mathbf{p} giace nel semispazio superiore del piano identificato da \mathbf{f} , preferibilmente con azimut entro $\pm 20^\circ$ dalla direzione di \mathbf{f} . L'inclinazione β_p di \mathbf{p} deve inoltre superare l'angolo di attrito ϕ_p sul piano stesso. Tali condizioni possono essere rappresentate in proiezione stereografica come relazioni sui poli dei piani: i poli che ricadono nella zona critica (zona I) identificano i piani lungo i quali lo scivolamento è cinematicamente possibile.

Indicando con N_{SP} il numero dei poli che soddisfano le condizioni sopra indicate e con N il numero totale di poli, il coefficiente di pericolo cinematico per lo scivolamento planare è definito dal rapporto:

$$C_{sp} = \frac{N_{sp}}{N} (\%)$$

SCIVOLAMENTO DI CUNEI

Nella determinazione delle condizioni cinematiche per lo scivolamento di cunei formati dall'intersezione fra due piani di discontinuità si assume che il cuneo si muova lungo la linea di intersezione $i \equiv (\alpha_i; \beta_i)$.



Condizioni cinematiche in proiezione stereografica. (a) Meccanismi di scivolamento, (b) meccanismi di ribaltamento. **Zone critiche:** (I) poli dei piani per lo scivolamento planare; (II) intersezioni per lo scivolamento di cunei; (III) poli dei piani basali per il ribaltamento diretto (puntinato fine); (IV) intersezioni per il ribaltamento diretto ed il ribaltamento con scivolamento (rigato obliquo); (V) poli dei piani basali per il ribaltamento con scorrimento (puntinato grosso); (VI) poli dei piani per il ribaltamento di flessura. (i) Inclinazione piani basali; (ii) inclinazione intersezioni; (iii) inclinazione del versante; (iv) inclinazione piani di ribaltamento. (1) Direzione di immersione del versante; (2) involuppo dei poli dei piani uscenti dal versante; (3) cerchio di attrito dei piani di scorrimento; (4) piano del versante; (5) cerchio di attrito equivalente delle intersezioni.

La resistenza di attrito esercitata sulle due facce del cuneo è ovviamente maggiore rispetto al caso di scivolamento semplice. Per tenere conto di tale fatto ed equiparare il problema dello scivolamento del cuneo a quello di uno scivolamento planare su un piano con inclinazione uguale a quella della linea di intersezione è stato introdotto il concetto di angolo di attrito equivalente ϕ_{eq} , che può essere calcolato mediante le seguenti formule, proposte da HOEK & BRAY (1981).

$$\tan \phi_{eq} = K \tan \phi_j; \quad \tan \bar{\phi}_i = \left[\frac{1}{2} - \frac{\tan(\xi/2)}{2 \tan \chi} \right] \tan \phi_1 + \left[\frac{1}{2} + \frac{\tan(\xi/2)}{2 \tan \chi} \right] \tan \phi_2; \quad K = [\sin \chi / \sin(\xi/2)]$$

dove:

K è il fattore forma, ϕ_i è l'attrito medio sui due piani, ξ è l'angolo di apertura del cuneo, χ è l'angolo di obliquità del cuneo, ovvero l'angolo formato dalla bisettrice del cuneo con l'orizzontale, misurata nel piano normale all'intersezione, ϕ_1 e ϕ_2 gli angoli di attrito sulle due facce.

In definitiva, la condizione cinematica richiesta per lo scivolamento di cunei è che l'estremo del versore i giaccia nel semispazio superiore del piano individuato da ϕ con un'inclinazione β_j maggiore dell'angolo di attrito equivalente lungo l'intersezione ϕ_{eq} . Questa condizione è rappresentata in proiezione stereografica nella precedente figura: le intersezioni che ricadono nella zona II sono quelle lungo le quali lo scivolamento è cinematicamente possibile. Il coefficiente di pericolo cinematico per lo scivolamento di cunei è definito da:

$$C_{sc} = \frac{I_{sc}}{I} (\%)$$

dove I_{sc} è il numero di intersezioni che soddisfano le condizioni cinematiche ed I il numero totale di intersezioni.

MECCANISMI DI ROTTURA PER RIBALTAMENTO

Sono stati individuati il ribaltamento diretto (di blocchi), il ribaltamento con scivolamento e il ribaltamento di flessura. Si tratta di meccanismi nei quali un singolo blocco roccioso ruota per effetto

del proprio peso sulla sua base di appoggio. Nella comune teoria non si tiene conto della presenza dei vincoli laterali, che nella realtà determinano l'incastro sia in verticale che in orizzontale di un blocco sull'altro; inoltre si ammette una fratturazione "eccessiva" dell'ammasso roccioso per la presenza contemporanea di tutte le discontinuità misurate nel corso dei rilievi geomeccanici.

Per tali motivi, le classiche verifiche al ribaltamento non si ritengono nel nostro caso attendibili. Dalle prove effettuate è stato verificato che il pericolo massimo cinematico di ribaltamento viene raggiunto già con pochi gradi di inclinazione del fronte di scavo e ciò nella realtà non sembra plausibile.

Data la difficoltà di quantificare tutti i fattori che contribuiscono al verificarsi dei crolli, si può semplicemente affermare che il meccanismo di ribaltamento è sempre cinematicamente possibile per fronti di cava. Il rischio si limita ai corpi rocciosi liberi, ovvero a quelli che si affacciano direttamente sul versante e che non dispongono di solidi incastri laterali e superiori.

RISULTATO DELLE ANALISI PER LE DISCONTINUITÀ RILEVATE

Sulla base delle impostazioni illustrate nei precedenti capitoli e dei dati geomeccanici rilevati sono state condotte le verifiche di stabilità cinematica per lo scivolamento di piani e cunei.

Per i calcoli è stato utilizzato il programma Kars (CASAGLI & PINI, 1993), che mediante l'impiego del coefficiente adimensionale di "pericolo cinematico" consente di ottenere informazioni di tipo quantitativo sulla stabilità. Mediante apposita funzione del programma sono stati determinati il numero e la percentuale di piani e cunei in condizioni di instabilità cinematica al variare dell'immersione media dei fronti di progetto.

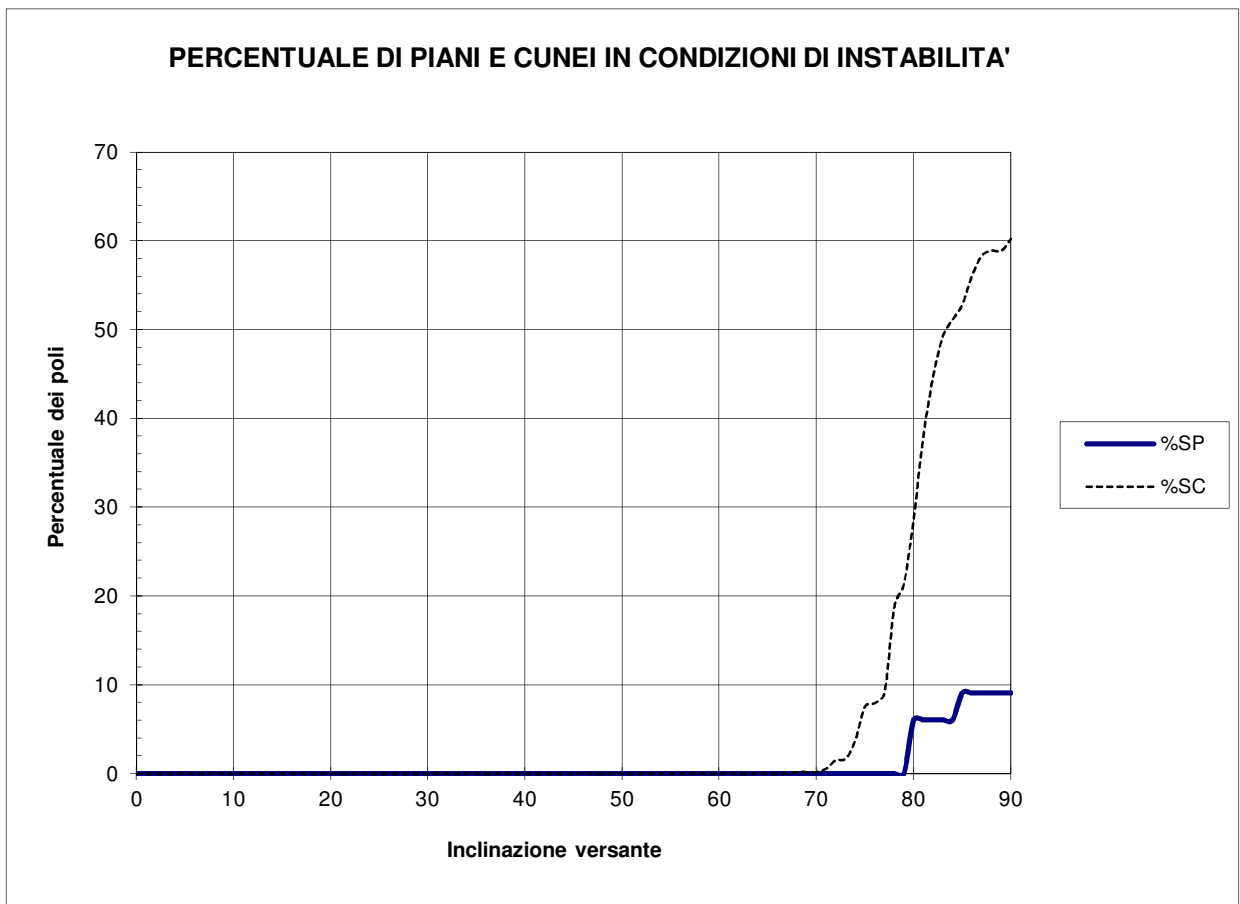
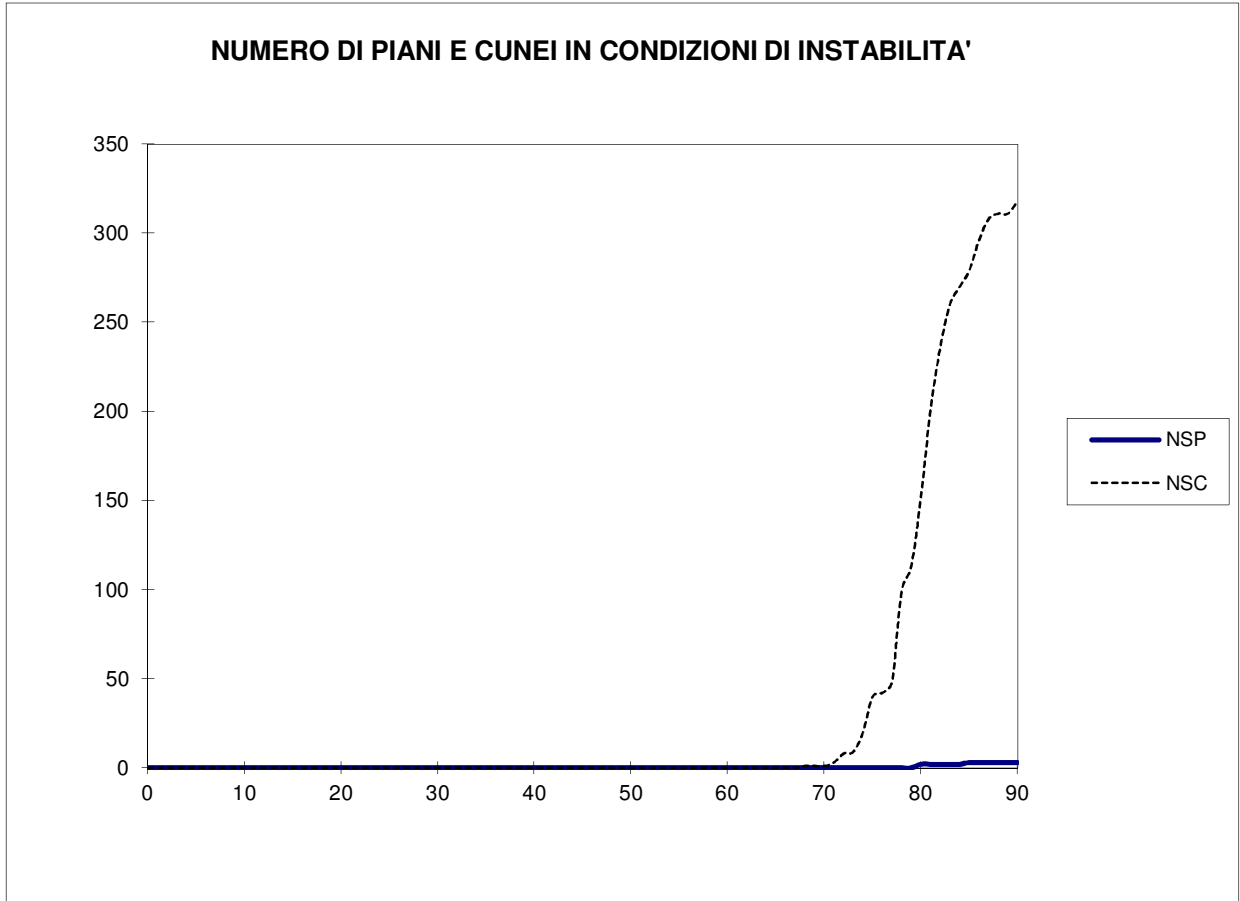
Inclinazioni e percentuali di instabilità cinematica

FRONTE	$\alpha_1 - 176^\circ$	$\alpha_2 - 235^\circ$	$\alpha_3 - 259^\circ$	$\alpha_4 - 322^\circ$
Primi piani instabili (°)	80	-	-	-
Primi cunei instabili (°)	68	74	74	82
Inclinazione 73° (%) – piani	0	0	0	0
pendenza media del fronte cunei	1,7	0	0	0
Inclinazione 80° (%) – piani	6,1	0	0	0
pendenza delle alzate cunei	28,8	4,6	2,5	0

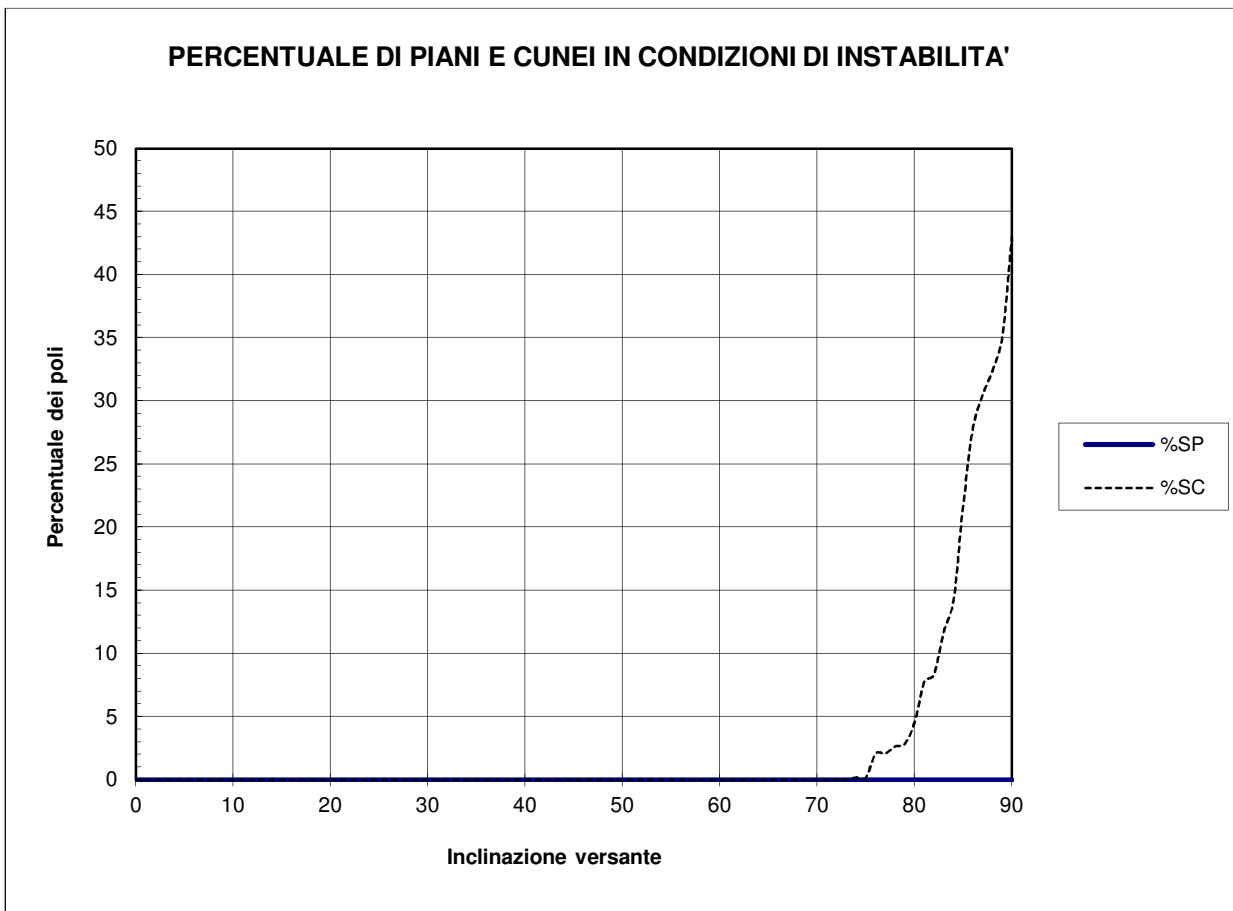
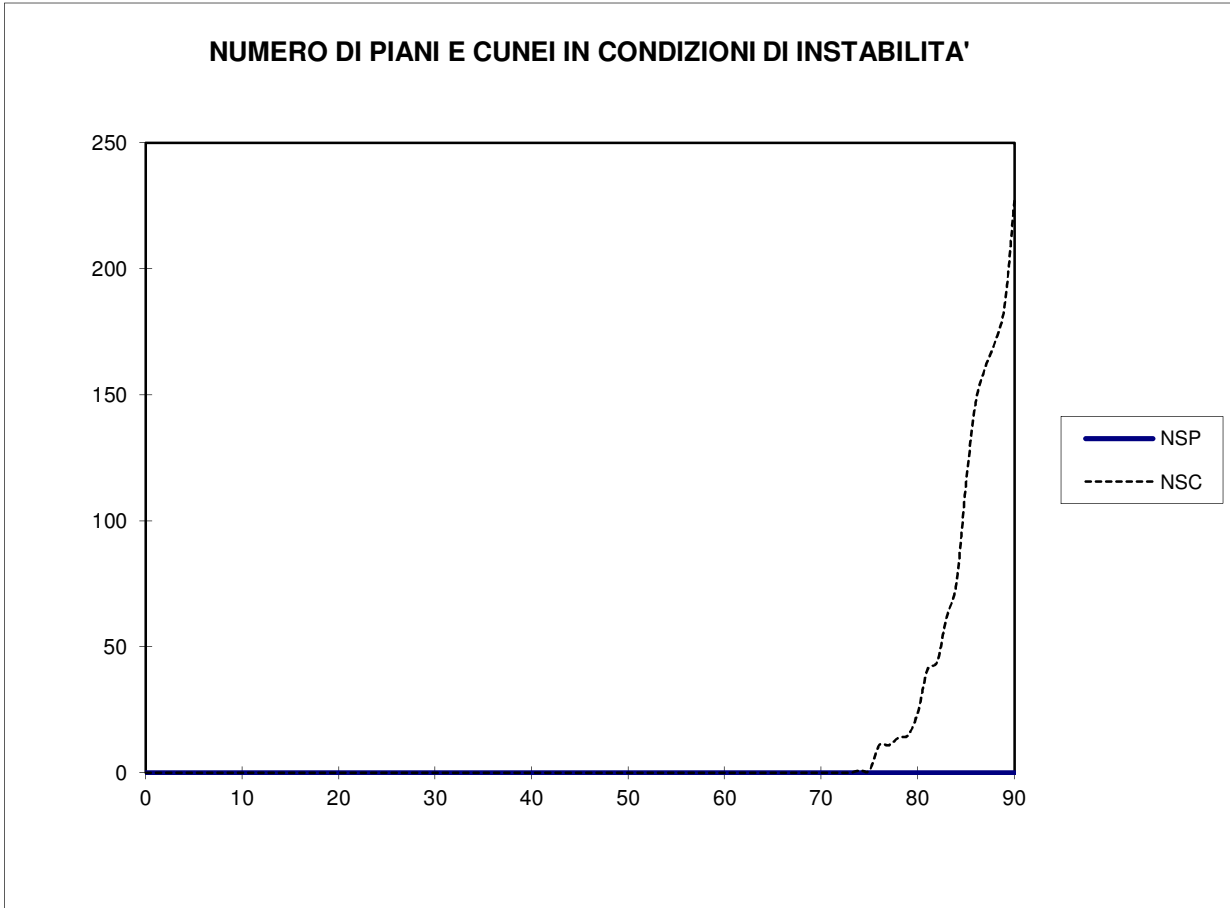
La verifica sopra esposta è di tipo qualitativo e presenta, come detto, numerose approssimazioni e imprecisioni che non consentono di erigere il metodo a livello quantitativo o deterministico. Non è quindi possibile ricavare coefficienti di sicurezza, né stabilire precise soglie che garantiscano condizioni accettabili di rischio. Da ricordare a questo proposito che possono apparire uguali le condizioni di cave con problemi estremamente diversi. Valga, per assurdo, il seguente esempio: una cava avente una sola frattura in condizioni cinematicamente instabili può avere il coefficiente di pericolo pari a 100, con l'effettivo verificarsi di un crollo; una cava con 1.000 fratture di cui 100 cinematicamente instabili può avere il coefficiente di pericolo pari a 10, con l'effettivo verificarsi di 100 crolli. D'altra parte non è sufficiente considerare il solo numero totale di piani e cunei instabili (parte superiore dei grafici allegati), poiché questo dato è fortemente influenzato dal numero di dati disponibili: le cave meglio rilevate e meglio esposte risulterebbero molto peggiori delle cave coperte da detrito e suolo.

Seguono i risultati grafici delle verifiche riferiti al numero totale di elementi potenzialmente instabili e alla percentuale di instabilità in funzione dell'inclinazione del fronte.

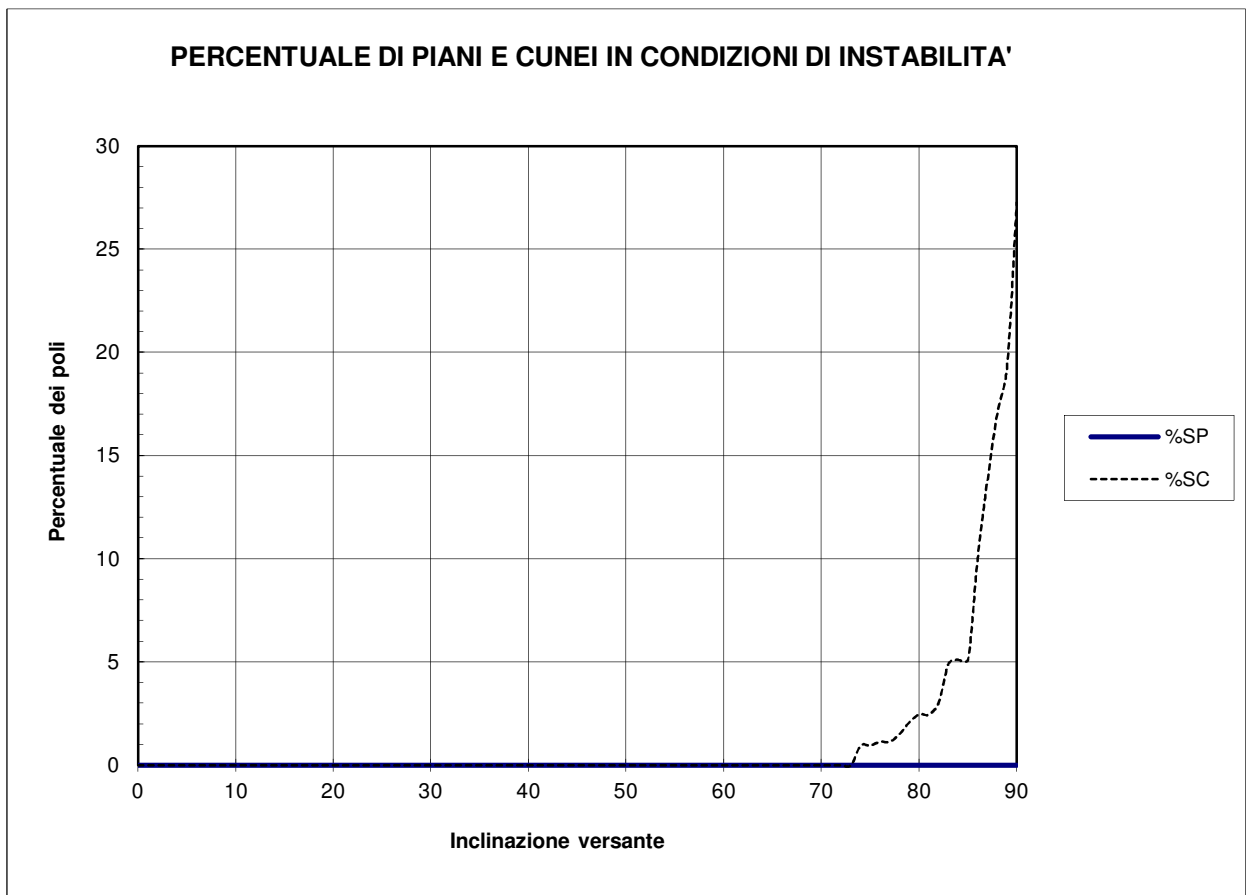
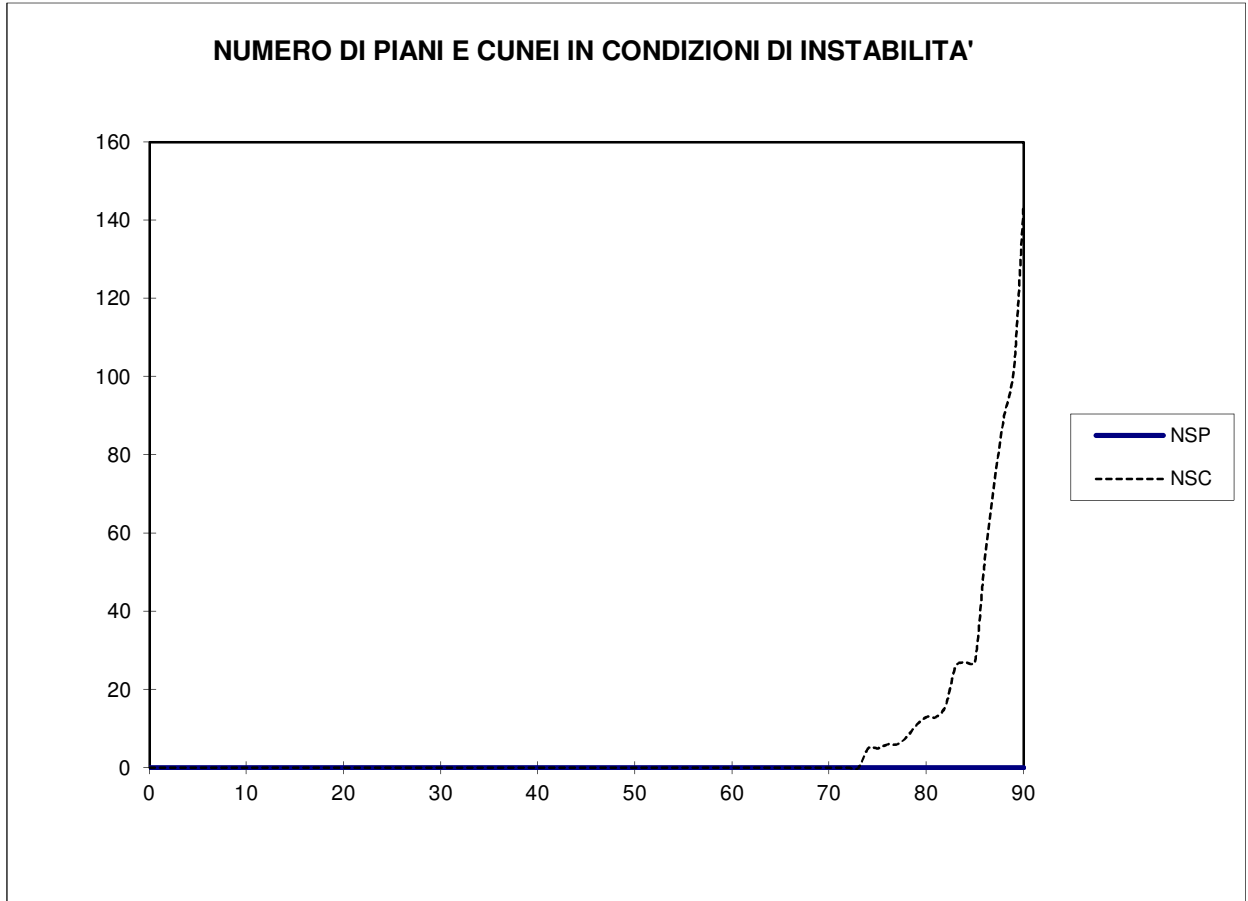
CAVA SASSICHETO - PENDIO AVENTE IMMERSIONE DI 176° E INCLINAZIONE VARIABILE



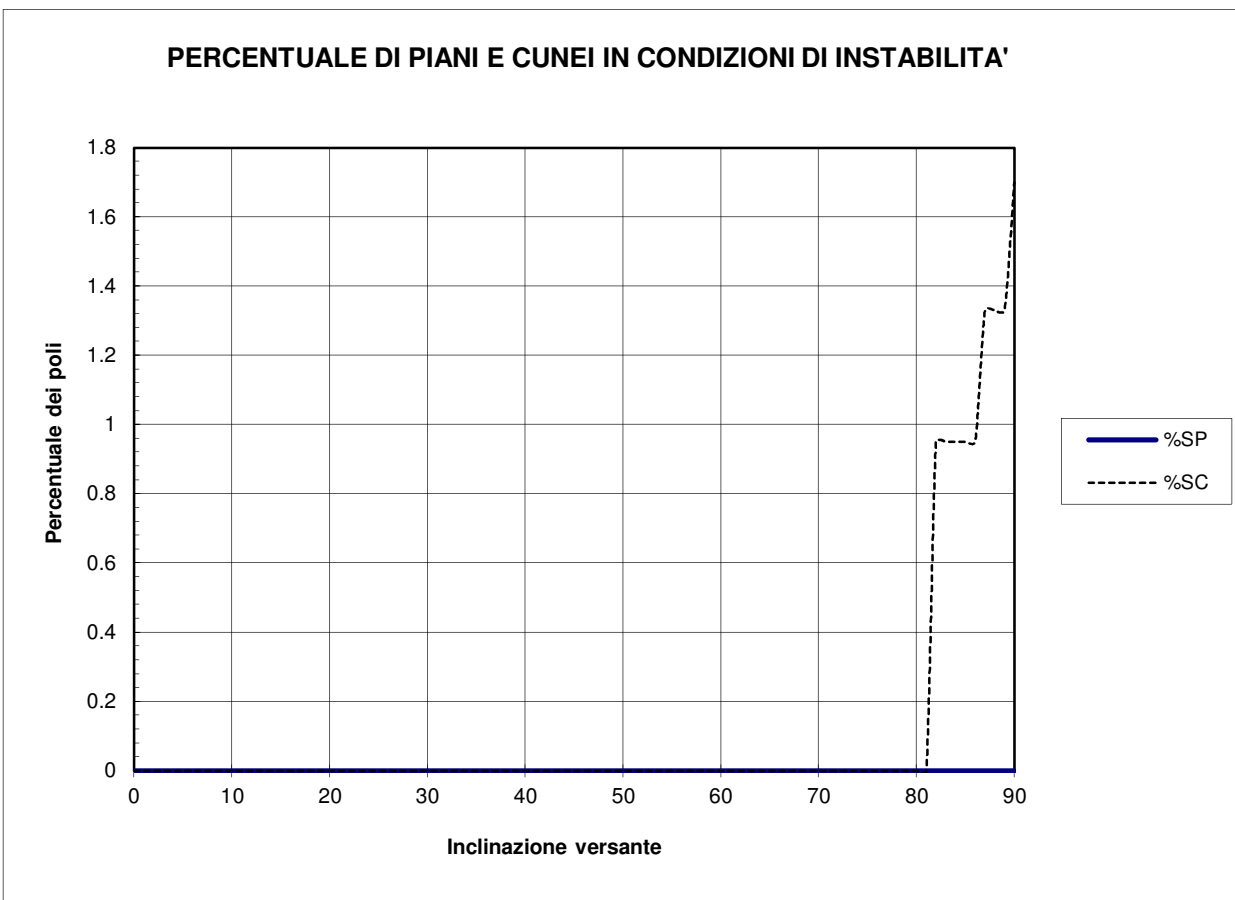
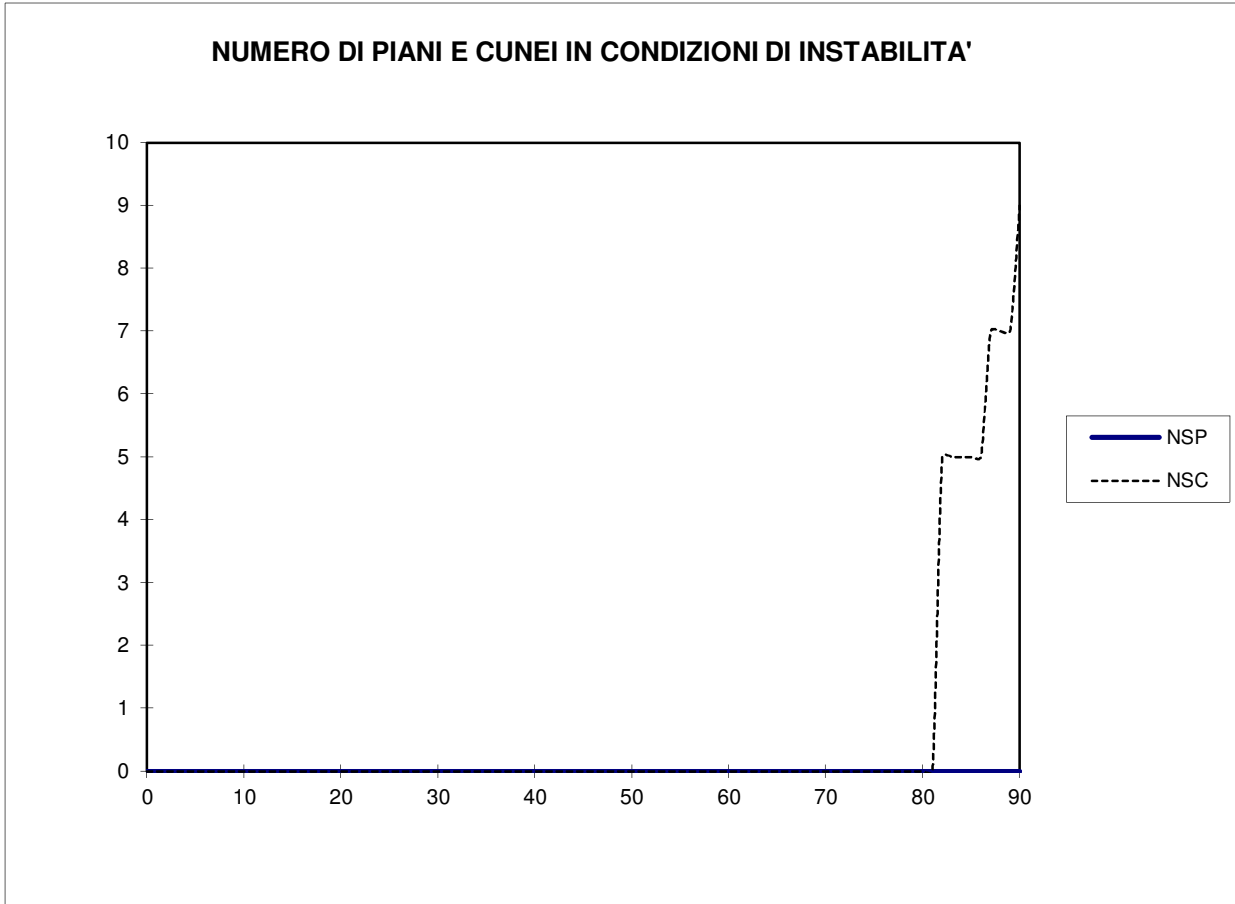
CAVA SASSICHETO - PENDIO AVENTE IMMERSIONE DI 235° E INCLINAZIONE VARIABILE



CAVA SASSICHETO - PENDIO AVENTE IMMERSIONE DI 259° E INCLINAZIONE VARIABILE



CAVA SASSICHETO - PENDIO AVENTE IMMERSIONE DI 322° E INCLINAZIONE VARIABILE



Il metodo cinematico si ritiene comunque di estrema utilità in abbinamento ad altri metodi e per il confronto con altre situazioni. A questo proposito si riportano alcune informazioni relative alle esperienze maturate nell'ambito delle cave di pietra serena di Firenzuola.

Casistica cave pietra serena di Firenzuola

CAVA	Pendenza media 67° - 70°				Alzate 80°				GIUDI- ZIO
	PIANI		CUNEI		PIANI		CUNEI		
	%MIN	%MAX	%MIN	%MAX	%MIN	%MAX	%MIN	%MAX	
Del Vecchio Est	0	4	2	9	9	18	21	30	***
Brento Alto Peglio	0	1	2	3	3	15	12	28	***
Brento Alto Nanni	1		3		4		24		****
Brento Alta Calamini-Scalpellini	0	3	1	9	2	34	11	43	***
Bandita	0	20	0	30	0	40	4	50	*
Caprile	0	2	2	4	8	13	20	30	**
La Raccia	2	8	8	13	6	15	20	30	**
Brento Sanico	4	12	9	27	16	18	23	43	**

I valori immessi sono approssimati (rilevati dai grafici) e derivano dalle verifiche di stabilità dei diversi progetti.

Nell'ultima colonna è immesso il giudizio sull'effettiva condizione di stabilità, pronunciato dallo scrivente su base percettiva (opinione personale), in riferimento alle reali casistiche di dissesto (distacco di cunei per disaggio durante l'avanzamento dei lavori, evidente in alcuni fronti estrattivi, o veri e propri crolli, documentati per la cava Bandita) e in considerazione delle condizioni geomeccaniche (stato di fratturazione dell'ammasso roccioso) e geotecniche (alterazione della roccia e rapporto arenaria/marna). Un asterisco è mediocre, quattro asterischi è ottimo.

Prima di tutto si osserva che il giudizio non sempre coincide con l'entità dei coefficienti di pericolo cinematico, sopra riportati per i diversi fronti di progetto. In secondo luogo si possono definire alcuni parametri di riferimento per le cave "migliori":

- percentuale massima di piani in condizioni cinematicamente instabili per l'intero fronte di cava 5 %;
- percentuale massima di cunei in condizioni cinematicamente instabili per l'intero fronte di cava 10 %;
- percentuale massima di piani e cunei in condizioni cinematicamente instabili per le alzate dei gradoni 35 e 45 %; questo parametro non è tuttavia discriminante rispetto ad alcune cave "peggiori".

Le percentuali suddette sono state arrotondate alla cinquina più vicina.

Considerato che il giudizio sulle condizioni di stabilità delle cave di Firenzuola espresso da più parti è sostanzialmente positivo, si ritiene corretto assumere come obiettivo quello di raggiungere le condizioni di stabilità delle "migliori" cave della zona. Per la cava Sassicheto questo obiettivo è raggiunto avendo:

- max=0% < 5% piani teoricamente instabili sull'intero fronte
- max=1,7% < 10% cunei teoricamente instabili sull'intero fronte
- max=6,1% < 35% piani teoricamente instabili sulle alzate
- max=28,8% < 45% cunei teoricamente instabili sulle alzate

La maggiore attendibilità di giudizio per la pendenza media del fronte piuttosto che per le singole alzate dei gradoni, risultata dalla precedente analisi, conferma quanto era logico aspettarsi. Il metodo è infatti di tipo statistico e non può che essere valido a livello generale dell'ammasso roccioso e del versante. Più sono localizzate le valutazioni e minore è la rispondenza del modello. Per intendersi, alla scala dell'intero versante troverò certamente, in una zona o nell'altra, le fratture che ho misurato nelle stazioni geomeccaniche; alla scala del singolo gradone è invece probabile non trovare la distribuzione media delle discontinuità (come invece è supposto nelle verifiche cinematiche) o addirittura è possibile non trovare alcuna frattura di sufficiente persistenza.

Pur risultando nell'insieme positiva, la verifica cinematica ha messo in evidenza condizioni maggiormente critiche per il piccolo fronte di cava esposto circa a sud (immersione 176°). Nella fase estrattiva si dovrà quindi porre la massima attenzione quando occorrerà ritagliare la parete di cava in questione, adottando all'occorrenza gli accorgimenti di salvaguardia di seguito esposti.

CADUTA MASSI

Come è stato evidenziato in precedenza, nella cava Sassicheto, come in tutte le altre cave di Firenzuola, il meccanismo di ribaltamento dei blocchi è sempre cinematicamente possibile e interessa i corpi rocciosi privi di solidi incastrati laterali e superiori che si affacciano sul fronte estrattivo.

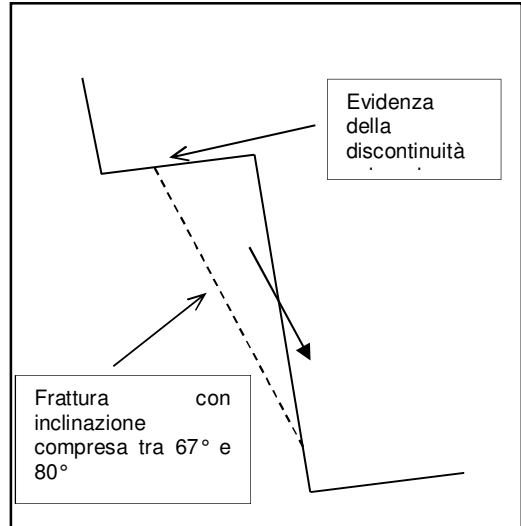
Tali blocchi instabili devono essere individuati nel corso dei lavori di coltivazione e disgiunti prima di procedere con l'abbassamento del piazzale di cava. Una simile precauzione, del resto adottata da sempre, è di fondamentale importanza per potere effettuare i lavori estrattivi in sicurezza.

Si evidenzia comunque i gradoni e i rinterri finali garantiranno l'arresto di buona parte degli eventuali massi staccatisi dalla parete, con riduzione dei relativi rischi.

SINGOLI GRADONI

In linea di massima si può affermare che, a parità di inclinazione media, un fronte piano è meno soggetto allo scivolamento lungo superfici di discontinuità rispetto a una parete gradonata. D'altra parte i gradoni consentono l'arresto dei massi in caduta, l'accessibilità del fronte e il suo ripristino.

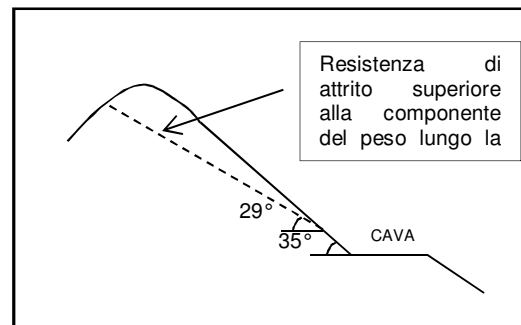
L'utilizzo degli esplosivi aumenta lo svantaggio dei gradoni. La mina effettuata lungo l'allineamento esterno del gradone indebolisce infatti la resistenza della roccia nella zona di spigolo, creando fratture o microfratture che possono, anche in un secondo momento, aprirsi dando luogo a dissesti del tipo illustrato nel precedente disegno. Per contenere tale rischio è opportuno impostare il piano dei gradoni sopra agli strati di arenaria, piuttosto che sui livelli marnosi. In parete sarà comunque opportuno eseguire i tagli "ad acqua", meno distruttivi.



CONSIDERAZIONI GENERALI

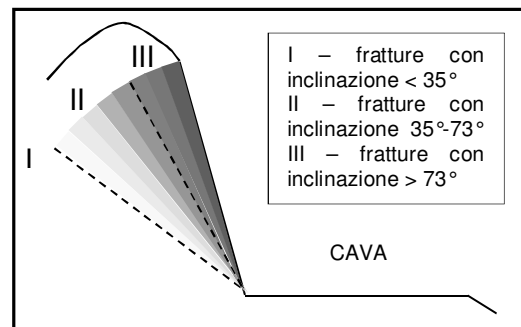
I rischi di franamento con scivolamento lungo superfici di discontinuità sono piuttosto ridotti, ma non assenti, sia per quanto dimostrato dalle presenti indagini che per la possibilità che si incontrino nella realtà situazioni sfavorevoli impreviste.

L'unica possibilità di ottenere un rischio nullo è quella di realizzare fronti con inclinazione minore di 30-35°, ovvero dell'angolo di attrito residuo (lungo discontinuità preesistenti), in modo da ottenere condizioni di sicurezza anche in presenza di fratture a franapoggio meno inclinate del pendio.



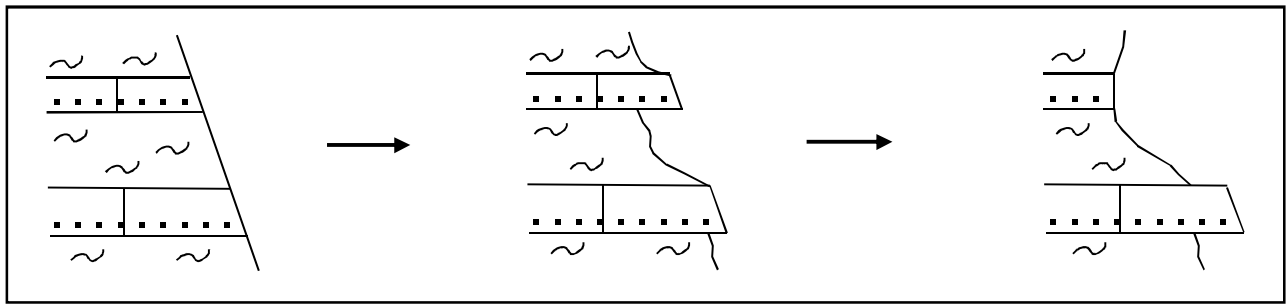
Con fronti più ripidi la situazione del rischio è quella illustrata nella figura a lato. Nel settore I il rischio è assente; nel II si ha una bassa probabilità di crolli (sulla base dell'analisi cinematica); nel settore III il rischio è elevato.

La sfumatura mostra che la possibilità di scivolamento cresce sempre con l'aumentare dell'inclinazione del fronte di cava.



I crolli dai fronti di cava, soprattutto quelli per ribaltamento di blocchi, non si arresteranno del tutto per i disaggi suddetti, che dovrebbero solamente garantire le minime condizioni di sicurezza dei lavoratori durante lo svolgimento dell'attività estrattiva. Sia pure in tempi molto lunghi (geologici), si osserverà infatti una progressiva riduzione della pendenza dei versanti, fino al raggiungimento del profilo di equilibrio, che si può considerare geologicamente stabile.

Viste le caratteristiche geomorfologiche e geolitologiche della Formazione Marnoso-Arenacea nell'area d'intervento si ritiene che le condizioni di equilibrio naturale si raggiungano con versanti inclinati intorno ai 50°. Tenendo conto del diverso comportamento delle marne rispetto alle arenarie l'evoluzione avverrà nel modo di seguito illustrato.



Il fronte estrattivo sarà soggetto al crollo di scaglie e blocchi rocciosi sia durante che dopo l'attività di coltivazione. Tale constatazione vale per tutte le cave di pietra serena esistenti a Firenzuola. Quello che può variare da una cava all'altra è l'entità del problema e, di conseguenza, la velocità con cui si manifesta. Premesso che è molto difficile valutare preventivamente tali aspetti, si può comunque affermare che la cava Sassicheto è in condizioni relativamente favorevoli, soprattutto per la limitata altezza del fronte e il quasi completo rinterro a fine attività.

4.3.1 SITUAZIONI DI RISCHIO E INTERVENTI DI ATTENUAZIONE

Finora sono state esaminate le condizioni di pericolo, mentre non si è parlato dei rischi. Per far ciò è necessario avere chiaro quali siano gli effetti provocati da ogni situazione instabile, i comportamenti adottati e le opere di prevenzione e protezione.

Di seguito si riporta una tabella sintetica comprendente il quadro dei pericoli, dei rischi e degli interventi di mitigazione. Specifici approfondimenti andranno effettuati nel Documento di Sicurezza e Salute.

Accorgimenti da adottare per la riduzione dei rischi

PERICOLO	RISCHIO	COMPORAMENTI	OPERE DI ATTENUAZIONE
Scivolamento di masse rocciose lungo superfici di discontinuità	Coinvolgimento degli addetti nel corso delle lavorazioni. Danno ambientale	Rispetto del progetto di coltivazione. Verifica delle condizioni geomeccaniche in fase di avanzamento. Disgaggio delle masse instabili. Limitazioni di accesso	In casi estremi, chiodature e consolidamenti del fronte
Caduta massi	Impatto su maestranze e su macchinari	Limitare accesso e permanenza di mezzi e personale sotto le scarpate coltivate. Disgaggio periodico dei fronti	Installazione di reti protettive sui fronti instabili, specialmente a monte della strada di accesso alla cava. Cartelli di pericolo crolli. Divieto di accesso a personale non autorizzato.
Collasso di accumuli detritici	Impatto su maestranze e su macchinari	Limitare altezza e pendenza dei cumuli	Realizzazione fossette di scolo
Franamento dei depositi	Coinvolgimento degli addetti nel corso delle lavorazioni o dei passanti in seguito. Danno ambientale temporaneo. Sedimentazione nei corsi d'acqua	Limitazioni di accesso. Incanalamento delle acque meteoriche ricadenti nei piazzali	Effettuazione prima possibile dei rimboschimenti e delle opere di ingegneria naturalistica
Erosione dei versanti	Danno ambientale temporaneo. Sedimentazione nei corsi d'acqua	Mantenimento delle vasche di decantazione delle acque	Effettuazione prima possibile di inerbimenti e rimboschimenti
Cigli di scarpata	Caduta di persone	Informare gli operatori	Installare recinzioni e cartelli monitori

Relativamente ai disaggi delle masse rocciose instabili si presenta la seguente casistica.

Casistica per le condizioni di instabilità cinematica

N°	SITUAZIONE	COMMENTO
1	Ci sono cunei o piani delimitati da fratture molto estese in altezza orientati franapoggio e inclinati meno di 73° (massima pendenza media della cava Del Vecchio II)	Statisticamente molto limitati. Si tratta dei casi peggiori, che possono interessare consistenti volumi di roccia, indipendentemente dall'inclinazione delle alzate. La prevenzione consiste nell'attento esame della fratturazione in avanzamento lavori al fine di valutare eventuali opere di consolidamento (chiodature) o varianti di progetto (come previsto all'art. 8 delle nuove N.T.A.)
2	Analoghi corpi rocciosi sono presenti ma di dimensioni limitate (minore sviluppo delle fratture)	In questi casi, che occupano la fetta principale delle percentuali di instabilità suddette, è normalmente sufficiente il disgiungimento delle masse cinematicamente instabili. L'inclinazione dell'alzata anche in questo caso non incide sull'entità del fenomeno
3	Cunei e piani sfavorevoli sono estesi e hanno inclinazione 73-80°	Se quelli più interni non sono intercettati nella prima alzata si addentrano sempre di più nell'ammasso roccioso, non intersecando più il fronte. Quelli più esterni possono intersecare prima l'ammasso roccioso oggetto di coltivazione (dove possono essere studiate accuratamente), poi un gradone e i sottostanti fronte e gradone: la situazione è quella illustrata nel disegno di pagina 36 e necessità del disgiungimento o della rettifica del fronte di scavo, facendo coincidere parte delle alzate con le superfici di frattura più sfavorevoli
4	Stessa situazione per corpi rocciosi delimitati da fratture poco persistenti	La problematica è la stessa, ma la frequenza della casistica sarà sicuramente maggiore. Il disgiungimento è necessario solamente nei casi in cui le fratture sfavorevoli arrivano a intersecare il fronte di scavo
5	Cunei e piani a giacitura favorevole o comunque inclinati più di 80°	Nessun pericolo di instabilità cinematica

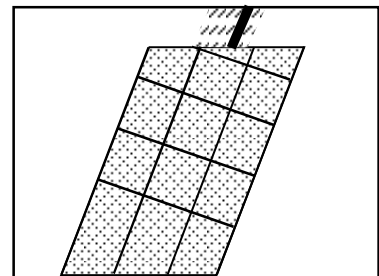
I casi 1 e 2 sono sostanzialmente indipendenti dall'inclinazione delle alzate. Il caso 3 si rende evidente durante i lavori estrattivi, consentendo di intervenire in sicurezza mediante aggiustamento del fronte o disgiungimento. Il caso 4 è quello quantitativamente più significativo e potrà essere risolto con alcuni disgiungimenti.

Per i casi sfavorevoli adeguate condizioni di sicurezza potranno essere garantite per mezzo di eventuali lievi aggiustamenti del fronte o disgiungimenti (stabilità delle alzate) o consolidamenti o aggiustamenti progettuali (stabilità generale).

Tra le opere di attenuazione citate meritano una parola le reti protettive, da realizzare a cavallo delle fratture principali, come mostrato dal disegno a fianco (vista frontale).

La struttura potrà quindi avere una trama principale in robusti cavi di acciaio e una secondaria più leggera e fitta (maglia in filo di ferro).

Le altre opere di attenuazione sono descritte in diverse sezioni del presente progetto o sono di semplice realizzazione (non richiedendo ulteriori specifiche) o saranno affrontate in fase costruttiva (eventuali opere di consolidamento, al momento attuale di tipologia non definibile con esattezza).



In conclusione del capitolo si sottolinea comunque che la cava Sassicheto è ormai impostata per la sua gran parte. I fronti risultano stabili e caratterizzati da uno stato di fratturazione compatibile con il progetto. La cava è di piccole dimensioni, sia il pianta che in altezza, e per questo è improbabile che si vadano a palesare condizioni geomeccaniche particolarmente sfavorevoli o comunque impreviste.

5 CONCLUSIONI

<p><i>ELEMENTI PRINCIPALI EMERSI CON LE INDAGINI GEOLOGICHE</i></p>	<p>Nei precedenti capitoli è stato elaborato il modello geotecnico del luogo d'interesse ed eseguite le verifiche di stabilità dei versanti nelle condizioni maggiormente critiche che verranno raggiunte durante la coltivazione a cielo aperto della cava Sassicheto. L'area risulta nel suo insieme stabile, ma sono presenti alcuni smottamenti, in particolare nel deposito di versante, che si conta di stabilizzare definitivamente con opere di ingegneria ambientale e rinverdimento.</p>
<p><i>FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE</i></p>	<p>La presente relazione, unitamente alla relazione geologica, hanno costituito la base per la definizione delle fasi e modalità costruttive, così come descritte nel progetto di coltivazione.</p>
<p><i>CONTROLLO E MONITORAGGIO</i></p>	<p>Si prevedono i seguenti controlli:</p> <ul style="list-style-type: none"> • verifica giornaliera dello stato di fratturazione presso il fronte di cava, al fine di decidere eventuali disgaggi, chiodature, installazione di reti, variazioni progettuali o altro • controllo mensile dell'efficienza dei fossi di regimazione delle acque superficiali • controllo mensile sulle condizioni generali di stabilità della cava e dei depositi • verifiche annuali sulla stabilità dei fronti estrattivi e dei depositi
<p><i>FATTIBILITÀ E LIMITAZIONI ALL'INTERVENTO</i></p>	<p>L'intervento di progetto si giudica fattibile a condizione che siano adottati tutti gli accorgimenti di sicurezza definiti nella presente relazione, negli altri elaborati del progetto di coltivazione, nelle prescrizioni autorizzative, nelle norme tecniche e nelle consuetudini di buona conduzione dei lavori adottati tradizionalmente nel comparto della pietra ornamentale di Firenzuola.</p>
<p><i>PRESCRIZIONI</i></p>	<p>Durante l'esecuzione dei lavori deve essere accertata in loco la rispondenza delle indagini geologiche e geotecniche e delle previsioni di progetto con lo stato effettivo dei terreni e adottato di conseguenza ogni ulteriore accorgimento necessario ad assicurare la stabilità dei terreni stessi e la regimazione delle acque. Per ulteriori indicazioni si rimanda ai capitoli precedenti e alle altre parti del progetto della cava Sassicheto.</p>

APPENDICE 1

PROSPEZIONI SISMICHE

- MISURA MICROTREMORI - STAZIONE SINGOLA 2
- MISURA MICROTREMORI - STAZIONE SINGOLA 3

COSTANTI DEL RILEVAMENTO E DELLE ELABORAZIONI

Strumento: TEP-0037/01-09

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 10 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

LEGENDA - VERIFICHE SECONDO LE LINEE GUIDA SESAME 2005

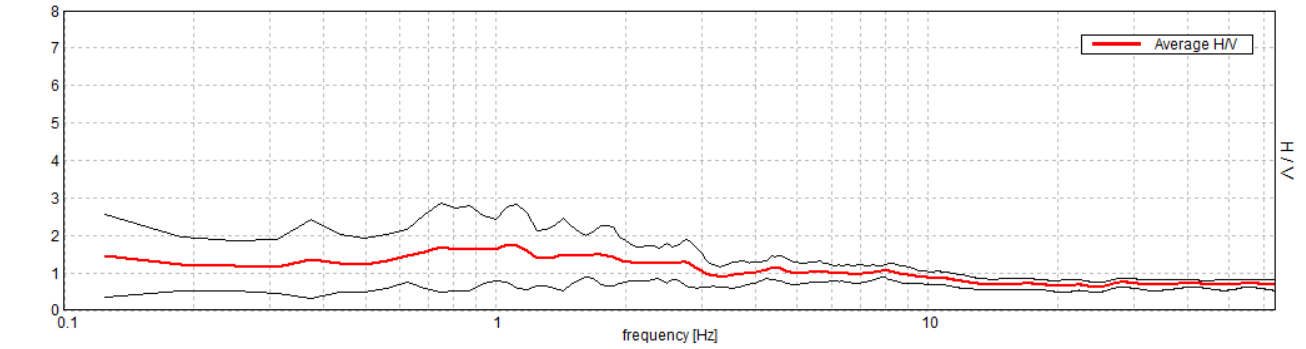
L_w	lunghezza della finestra				
n_w	numero di finestre usate nell'analisi				
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi				
f	frequenza attuale				
f_0	frequenza del picco H/V				
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V				
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$				
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0				
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f				
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$				
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$				
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa				
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$				
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$				
Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

SASSICHIETO, STAZIONE SINGOLA 2

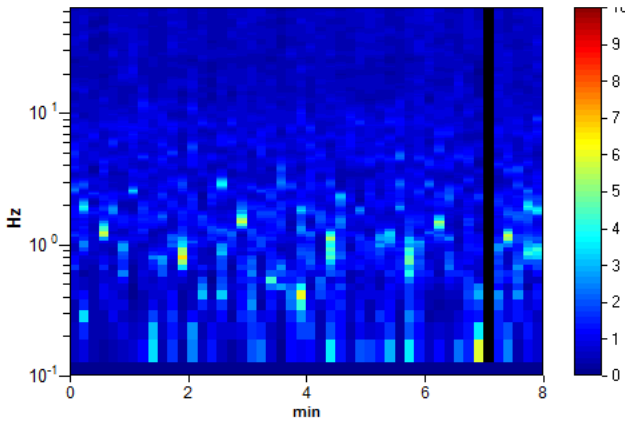
Inizio registrazione: 09/12/14 11:45:06 Fine registrazione: 09/12/14 11:53:07
 Durata registrazione: 0h08'00". Analizzato 98% tracciato (selezione automatica)

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

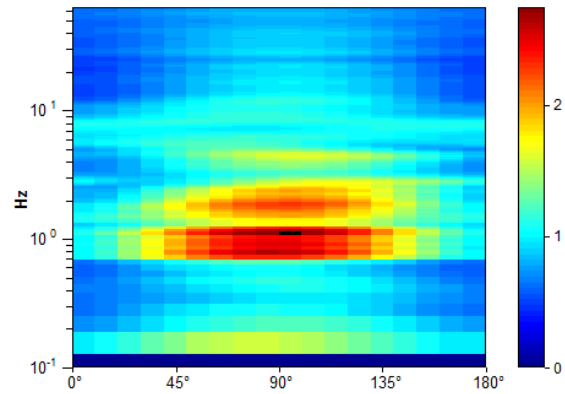
Max. H/V at 1.06 ± 0.12 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



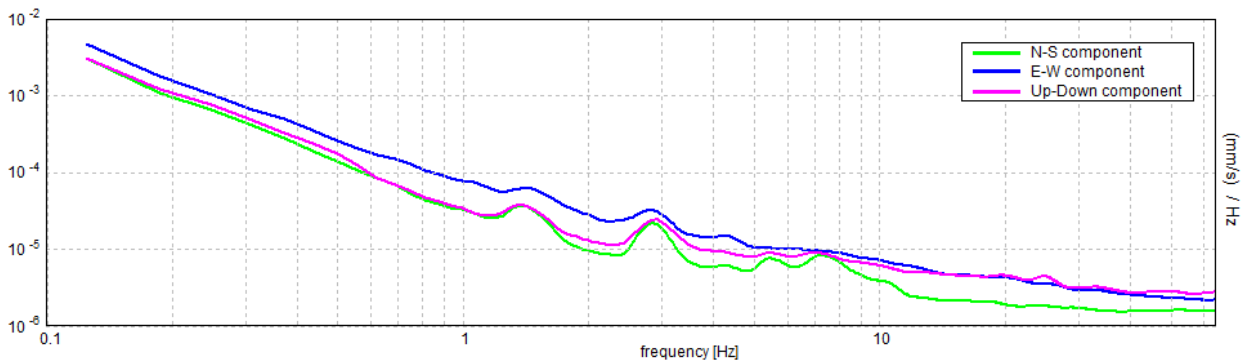
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



VERIFICHE SECONDO LE LINEE GUIDA SESAME 2005

Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	1.06 > 1.00	OK	
$n_c(f_0) > 200$	499.4 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 26	OK	
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^* in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^* in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	1.76 > 2		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.05535 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.05881 < 0.10625	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.4965 < 1.78	OK	

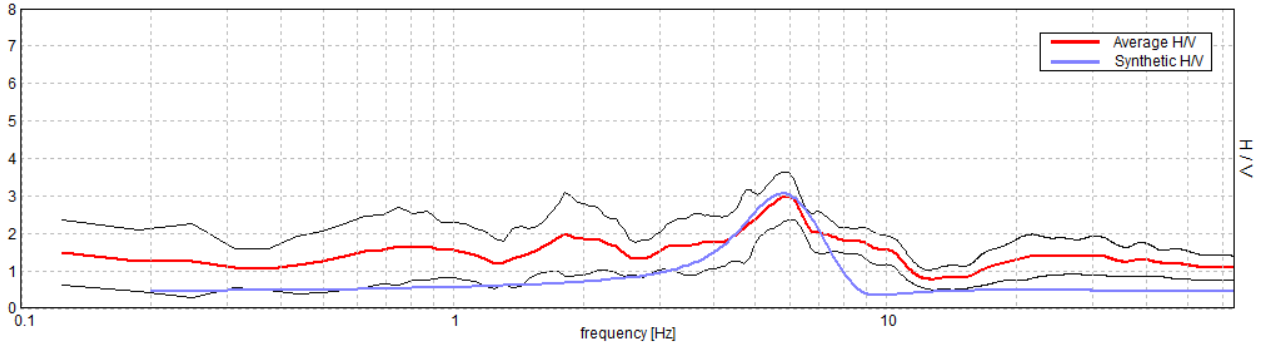
SASSICHIETO, STAZIONE SINGOLA 3

Inizio registrazione: 09/12/14 11:56:16 Fine registrazione: 09/12/14 12:04:17

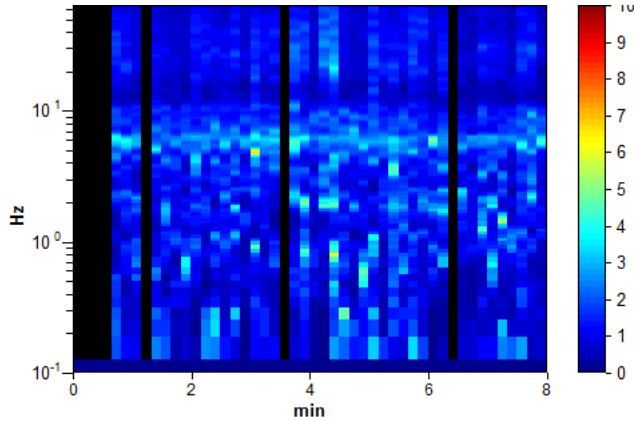
Durata registrazione: 0h08'00". Analizzato 85% tracciato (selezione manuale)

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

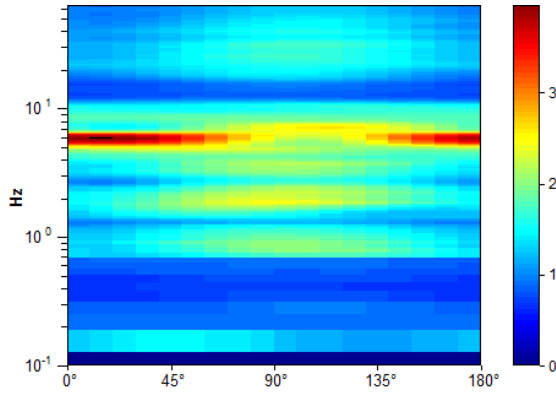
Picco H/V a 5.88 ± 0.04 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).



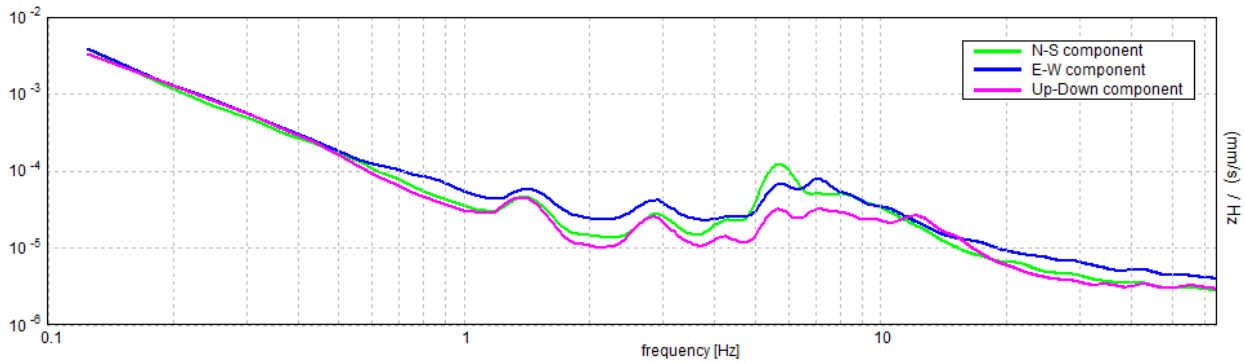
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



MODELLO STRATIGRAFICO

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
13.50	13.50	300	0.35
inf.	inf.	630	0.35

Vs(0.0-30.0)=421m/s

VERIFICHE SECONDO LE LINEE GUIDA SESAME 2005

Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	5.44 > 1.00	OK	
$n_c(f_0) > 200$	3643.1 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 22 volte su 132	5.88 > 1.00	OK

Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	2.938 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	10.438 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.99 > 2	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00344 < 0.05$	OK	
$\sigma_t < \epsilon(f_0)$	$0.02022 < 0.29375$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3191 < 1.58$	OK	

APPENDICE 2

ANALISI DI LABORATORIO DELLE TERRE EFFETTUATE SUI DETRITI DI CAVA (campione 1212901)

- Verbale di accettazione
- Descrizione del campione
- Prova di taglio diretto, comprensiva di peso di volume e contenuto d'acqua



Certificato n°	031-12	Data	12/06/12	Pagina	2 / 9
Committente	Parenti Iacopo				
Richiedente	dr geol. Iacopo Parenti				
Provenienza	Cava La Raccia - Firenzuola (FI)				
Contenitore	sacchetto plastica	Diametro (mm)	30	Lunghezza (cm)	30
Contrassegno	Sond. 1	Camp. 1	Profondità (m)		

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE E PROGRAMMA PROVE

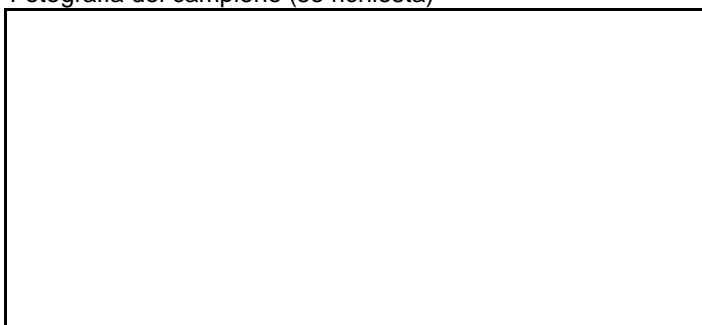
Data di apertura del campione **6/6/12**

Descrizione del campione:

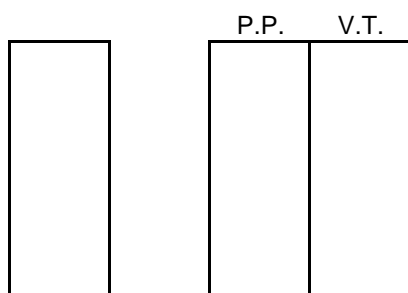
Campione sciolto costituito da frammenti di silti e arenarie con matrice limo sabbiosa grigia.

Classe di qualità **2**

Fotografia del campione (se richiesta)



Ubicazione dei provini sottoposti ad analisi (disegno non in scala)



P.P. = Pocket penetrometer (kPa)
V.T. = Vane test (kPa)

OSSERVAZIONI:

La prova di taglio è stata eseguita su campione ricostituito con materiale passante al setaccio 4 ASTM (4,72 mm)

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi
Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo
Alessandro Lugo



Certificato n° **031-12** Data **12/6/12** Pagina **3 / 9**
 Verbale di accettazione n° **12029** del **29/05/12** Prova numero **1202901 -TG/1**
 Committente **Parenti Iacopo**
 Richiedente **dr geol. Iacopo Parenti** Provenienza **Cava La Raccia - Firenzuola**
 Contenitore **sacchetto plastica** Diametro (mm) **30** Lunghezza (cm) **30**
 Contrassegno Sond. **1** Camp. **1** Profondità (m)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080)

Data di prova inizio **6/6/12** termine **12/6/12**

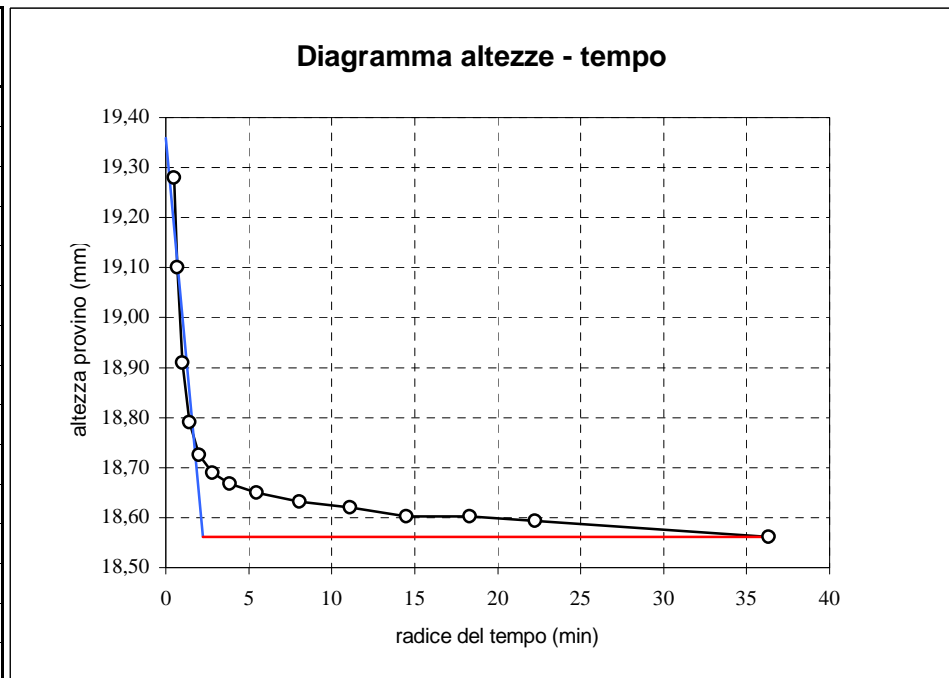
TEST DI CONSOLIDAZIONE SUL PROVINO NUMERO **1**

Dimensioni iniziali altezza mm 21,75
 sezione cm² 36,00

Pressione normale: kPa 100

Drenaggio attraverso pietre porose situate sopra e sotto il provino.

t (min)	Let. mm	H mm
0	17,73	21,75
0,25	15,26	19,28
0,5	15,08	19,10
1	14,89	18,91
2	14,77	18,79
4	14,71	18,73
8	14,67	18,69
15	14,65	18,67
30	14,63	18,65
65	14,61	18,63
123	14,60	18,62
210	14,58	18,60
335	14,58	18,60
495	14,57	18,59
1320	14,54	18,56



Tempo di consolidazione

t₁₀₀ (min) 5

il Direttore
 Prof. Geol. Piero Focardi
Piero Focardi

lo Sperimentatore
 Dr. Geol. Alessandro Lugo
Alessandro Lugo



Certificato n° **031-12** Data **12/06/12** Pagina **5 / 9**
 Verbale di accettazione n° **12029** Prova numero / pagina prova **1202901 -TG/3**
 Committente **Parenti Iacopo** Provenienza **Cava La Raccia - Firenzuola**
 Sondaggio n° **1** Campione n° **1** Prof. (metri)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

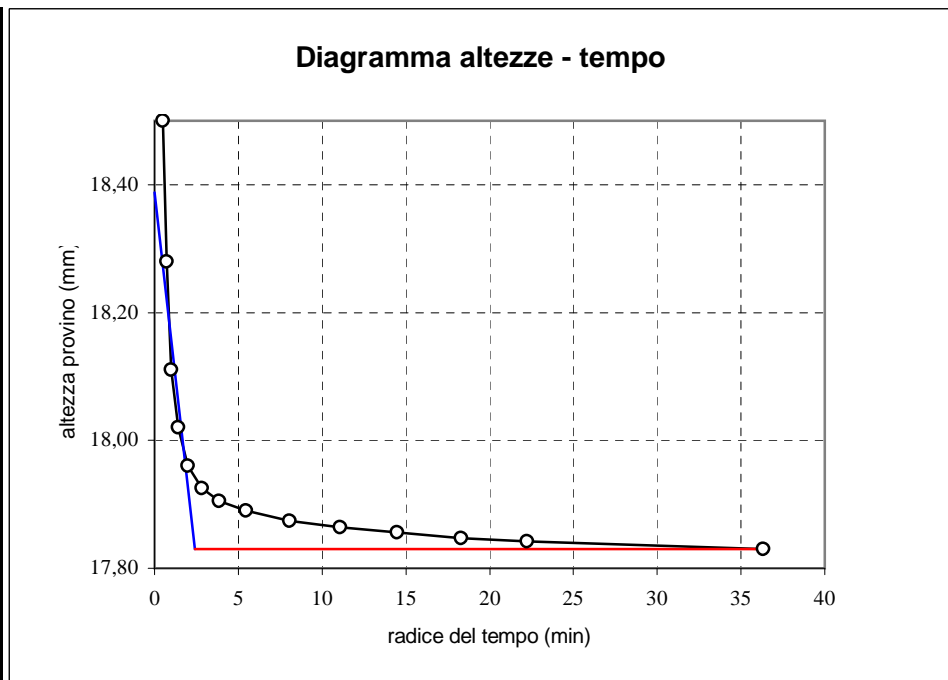
TEST DI CONSOLIDAZIONE SUL PROVINO NUMERO **3**

Dimensioni iniziali altezza mm 21,75
 sez. cm2 36,00

Pressione normale: kPa 300

Drenaggio attraverso pietre porose situate sopra e sotto il provino.

t (min)	Let. mm	H mm
0	5,50	21,75
0,25	2,25	18,50
0,5	2,03	18,28
1	1,86	18,11
2	1,77	18,02
4	1,71	17,96
8	1,68	17,93
15	1,66	17,91
30	1,64	17,89
65	1,62	17,87
123	1,61	17,86
210	1,61	17,86
335	1,60	17,85
495	1,59	17,84
1320	1,58	17,83



Tempo di consolidazione

t_{100} (min) **6**

il Direttore
 Prof. Geol. Piero Focardi
Piero Focardi

lo Sperimentatore
 Dr. Geol. Alessandro Lugo
Alessandro Lugo

Certificato n°	031-12	Data	12/06/12	Pagina	6 / 9
Verbale di accettazione n°	12029	Prova numero / pagina prova	1202901 -TG/4		
Committente	Parenti Iacopo	Provenienza	Cava La Raccia - Firenzuola		
Sondaggio n°	1	Campione n°	1	Prof. (metri)	

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

 PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **1**

Pressione di consolidazione	kPa	100
Tempo di consolidazione	ore	22
Pressione normale	kPa	100
Resistenza al taglio	kPa	72
Spostamento orizz. a rottura	mm	6,80

s mm	Din. mm	DH mm	t kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,097	-0,03	14
0,50	0,187	-0,07	28
1,00	0,266	-0,14	39
1,50	0,321	-0,20	48
2,00	0,345	-0,24	51
2,50	0,384	-0,27	57
3,00	0,406	-0,30	60
3,50	0,427	-0,31	63
4,00	0,441	-0,32	65
4,50	0,453	-0,33	67
5,50	0,468	-0,34	69
6,80	0,484	-0,37	72

VELOCITA' DI PROVA 0,005 mm/min

s = spostamento (mm)

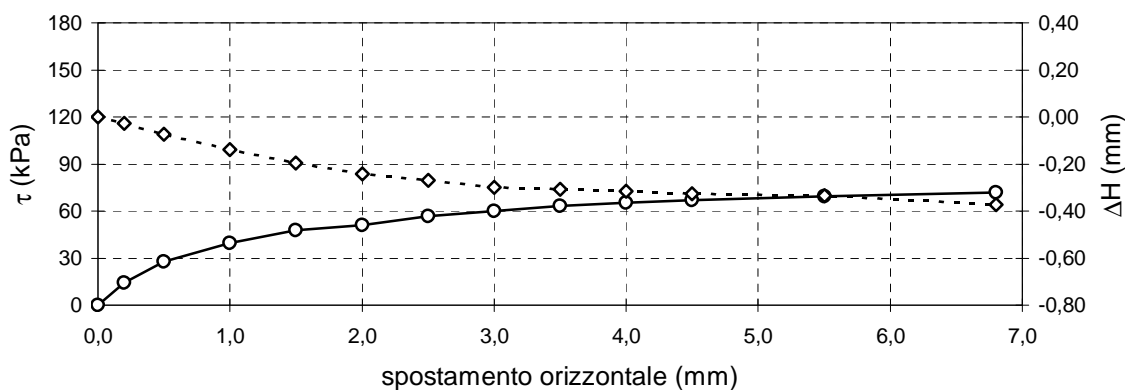

e = deformazione provino (%)

Din = lettura dinamometro (mm)

DH = variazione di altezza del provino (mm)

t = resistenza al taglio (kPa)

Diagramma delle tensioni tangenziali e delle variazioni di altezza in funzione delle deformazioni


 il Direttore
 Prof. Geol. Piero Focardi


 lo Sperimentatore
 Dr. Geol. Alessandro Lugo


Certificato n° **031-12** Data **12/06/2012** Pagina **7 / 9**
 Verbale di accettazione n° **12029** Prova numero / pagina prova **1202901 -TG/5**
 Committente **Parenti Iacopo** Provenienza **Cava La Raccia - Firenzuola**
 Sondaggio n° **1** Campione n° **1** Prof. (metri)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **2**

Pressione di consolidazione	kPa	200
Tempo di consolidazione	ore	22
Pressione normale	kPa	200
Resistenza al taglio	kPa	147
Spostamento orizz. a rottura	mm	6,80

s mm	Din. mm	DH mm	t kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,105	0,01	26
0,50	0,217	-0,02	53
1,00	0,334	-0,09	82
1,50	0,405	-0,15	99
2,00	0,453	-0,19	111
2,50	0,5	-0,23	122
3,00	0,532	-0,24	130
3,50	0,551	-0,27	135
4,00	0,569	-0,27	139
4,50	0,579	-0,28	141
5,50	0,594	-0,28	145
6,80	0,6	-0,28	147

VELOCITA' DI PROVA 0,005 mm/min

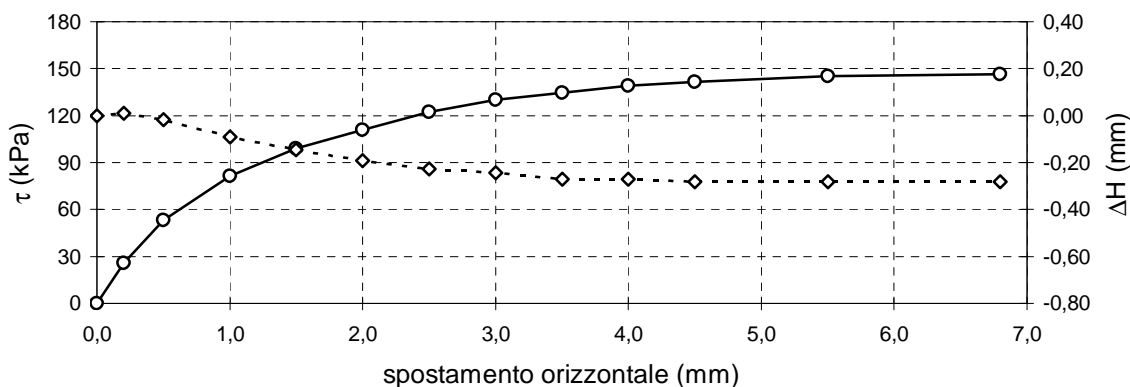
s = spostamento (mm)

Din = lettura dinamometro (mm)

DH = variazione di altezza del provino (mm)

t = resistenza al taglio (kPa)

Diagramma delle tensioni tangenziali e della variazione di altezza in funzione delle deformazioni



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



Certificato n° **031-12** Data **12/06/12** Pagina **8 / 9**
 Verbale di accettazione n° **12029** Prova numero / pagina prova **1202901 -TG/6**
 Committente **Parenti Iacopo** Provenienza **Cava La Raccia - Firenzuola**
 Sondaggio n° **1** Campione n° **1** Prof. (metri)

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **3**

Pressione di consolidazione	kPa	300
Tempo di consolidazione	ore	22
Pressione normale	kPa	300
Resistenza al taglio	kPa	217
Spostamento orizz. a rottura	mm	6,40

s mm	Din. mm	DH mm	t kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,079	0,00	36
0,50	0,179	-0,03	82
1,00	0,262	-0,07	121
1,50	0,327	-0,12	151
2,00	0,362	-0,14	167
2,50	0,399	-0,15	184
3,00	0,421	-0,16	194
3,50	0,436	-0,17	201
4,00	0,446	-0,17	205
4,50	0,452	-0,18	208
5,50	0,464	-0,19	214
6,40	0,471	-0,21	217

VELOCITA' DI PROVA 0,005 mm/min

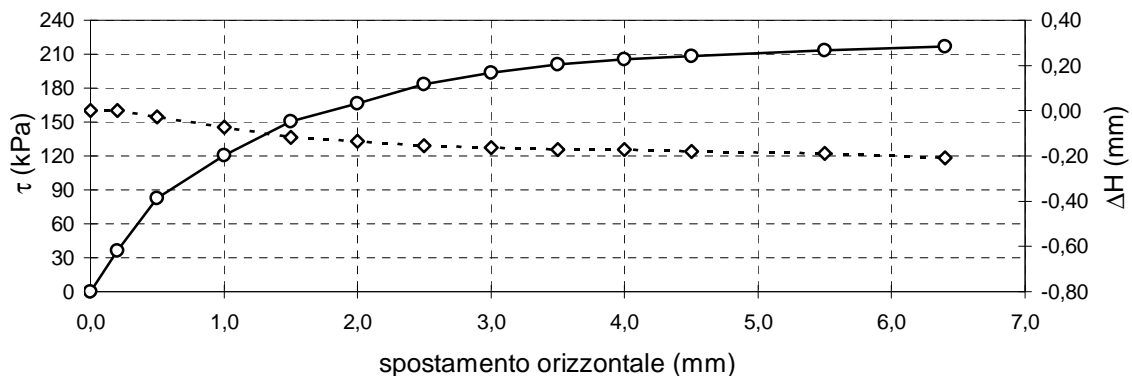
s = spostamento (mm)

Din = lettura dinamometro (mm)

DH = variazione di altezza del provino (mm)

t = resistenza al taglio (kPa)

Diagramma delle tensioni tangenziali e della variazione di altezza in funzione delle deformazioni



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi
Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo
Alessandro Lugo

Certificato n°	031-12	Data	12/06/12	Pagina	9 / 9
Verbale di accettazione n°	12029	Prova numero / pagina prova	1202901 -TG/7		
Committente	Parenti Iacopo	Provenienza	Cava La Raccia - Firenzuola		
Sondaggio n°	1	Campione n°	1	Prof. (metri)	

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080)

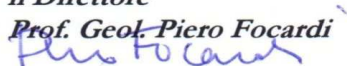
 Dimensioni iniziali : altezza 2,18 cm sezione : 36,00 cm²

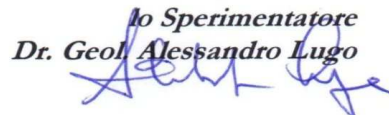
PESO DI VOLUME

	Prima della prova			Dopo la rottura		
	1	2	3	1	2	3
Provino numero						
Massa del terreno g	128,16	124,56	130,10	137,23	131,92	135,15
Volume del terreno cm ³	78,30	78,30	78,30	65,38	64,88	63,36
Massa specifica g/cm ³	1,64	1,59	1,66	2,10	2,03	2,13
Peso di volume kN/m ³	16,05	15,60	16,29	20,58	19,94	20,92

CONTENUTO DI ACQUA

	Prima della prova			Dopo la rottura		
	1	2	3	1	2	3
Provino numero						
Massa terreno umido g	128,16	124,56	130,10	137,23	131,92	135,15
Massa terreno secco g	125,54	118,00	121,07	125,54	118,00	121,07
Contenuto di acqua %	2,09	5,56	7,46	9,31	11,80	11,63

 il Direttore
 Prof. Geol. Piero Focardi


 lo Sperimentatore
 Dr. Geol. Alessandro Lugo


APPENDICE 2

ANALISI DI LABORATORIO DELLE TERRE EFFETTUATE SUI DETRITI DI CAVA (campione 1212901)

- Verbale di accettazione
- Descrizione del campione
- Prova di taglio diretto, comprensiva di peso di volume e contenuto d'acqua



Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
 Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenzuola (FI)**
 Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti**
 Provenienza **Materiale derivante dalla lavorazione della pietra di Firenzuola (Limi CoReFa)**
 Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
 Contrassegno **Sond. * Camp. A Profondità (m) ***

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE E PROGRAMMA PROVE

Data di apertura del campione **14/4/11**

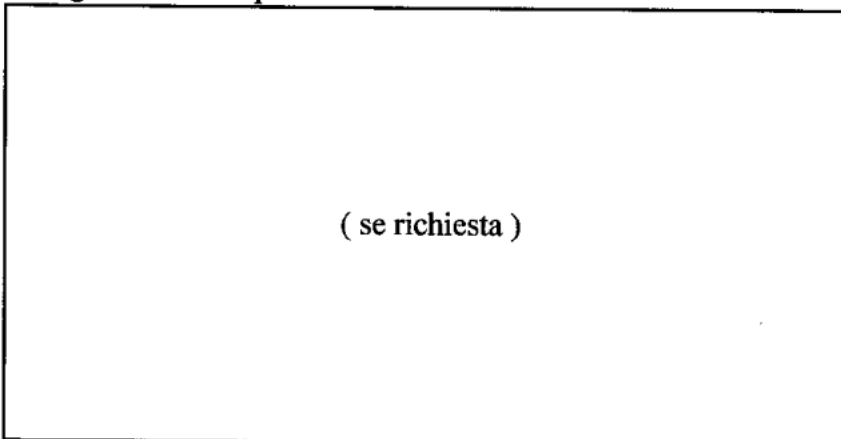
Descrizione del campione:

materiale costituito prevalentemente da limo grigio.

Classe di qualità Q 2

COPIA CONFORME

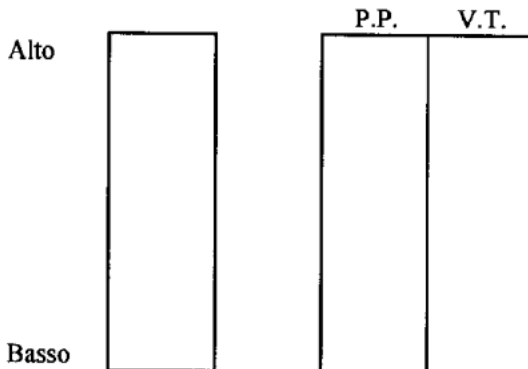
Fotografia del campione



Prove eseguite: Cert. N°

Cont. acqua w	<input checked="" type="checkbox"/>	0290-11
Peso volume G	<input checked="" type="checkbox"/>	0291-11
Peso spec. Gs	<input checked="" type="checkbox"/>	0292-11
Limiti cons. LC	<input checked="" type="checkbox"/>	0294-11
Granulom. GR	<input checked="" type="checkbox"/>	0293-11
Compress. ELL	<input type="checkbox"/>	*
Compattazione	<input checked="" type="checkbox"/>	0296-11
Permeabilità k	<input checked="" type="checkbox"/>	0298-11
Triassiale TX	<input type="checkbox"/>	*
T. diretto TG	<input checked="" type="checkbox"/>	0295-11
T. compatt. TC	<input checked="" type="checkbox"/>	0297-11

Ubicazione dei provini sottoposti ad analisi (disegno non in scala)



P.P. = Pocket penetrometer (kPa)
V.T. = Vane test (kPa)

OSSERVAZIONI:

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



ELLE TI
Laboratorio Terre s.r.l.

Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti - D.P.R. 380/01
Concessione per l'esecuzione e certificazioni di prove geotecniche
Decreto n. 53361 del 6.05.2005 e n. 50451 del 13.06.2005

Via L. Galeotti, 3 - 50136 Firenze - Tel. 055 6505508 - 348 8850949 - Fax 055 6505508 - www.laboratorioelleti.it - e.mail: laboratorio.elleti@tiscali.it
P.IVA e C.F. 04390160481 - Capitale sociale: € 10.400,00 i.v. - Registro delle Imprese di Firenze n. 04390160481- REA n. 445259

Certificato n° **0290-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenze (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

CONTENUTO NATURALE DI ACQUA

(ASTM D2216)

Data di prova: inizio 14/4/11 fine 15/4/11

Tara	g	282,83
Massa terreno umido + tara	g	833,19
Massa terreno secco + tara	g	725,90
Contenuto di acqua	%	24,2

COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



ELLE TI
Laboratorio Terre s.r.l.

Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti - D.P.R. 380/01
Concessione per l'esecuzione e certificazioni di prove geotecniche
Decreto n. 53361 del 6.05.2005 e n. 50451 del 13.06.2005

Via L. Galeotti, 3 - 50136 Firenze - Tel. 055 6505508 - 348 8850949 - Fax 055 6505508 - www.laboratorioelleti.it - e.mail: laboratorio.elletit@tiscali.it
P.IVA e C.F. 04390160481 - Capitale sociale: € 10.400,00 i.v. - Registro delle Imprese di Firenze n. 04390160481 - REA n. 445259

Certificato n° **0291-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenze (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

PESO DI VOLUME

(BS 1377 T15/e)

Data di prova: 14/04/2011

Peso del terreno	g	180,85
Volume del terreno	cm ³	88,82
Massa specifica	g/cm ³	2,04
Peso di volume	kN/m³	20,0

COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



ELLE TI
Laboratorio Terre s.r.l.

Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti - D.P.R. 380/01
Concessione per l'esecuzione e certificazioni di prove geotecniche
Decreto n. 53361 del 6.05.2005 e n. 50451 del 13.06.2005

Via L. Galeotti, 3 - 50136 Firenze - Tel. 055 6505508-348 8850949 - Fax 055 6505508 - www.laboratorioelleti.it - e.mail: laboratorio.elletti@tiscali.it
P.IVA e C.F. 04390160481 - Capitale sociale: € 10.400,00 i.v. - Registro delle Imprese di Firenze n. 04390160481- REA n. 445259

Certificato n° **0292-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenze (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

PESO SPECIFICO DEI GRANI

(CNR-UNI 10013)

Data di prova **inizio 3/5/11 termine 4/5/11**

Picnometro	g	53,43
Campione + picnometro	g	79,41
Camp.+ picnometro + acqua	g	168,52
Picnometro + acqua	g	152,10
Temperatura °C	°C	18,6
Fattore di correzione K		1,00028
Peso specifico	g/cm³	2,72

COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

DL

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



Certificato n° **0293-11** Data **11/5/11** Pagina **1/ 2**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenze (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

ANALISI GRANULOMETRICA

Date di prova: inizio **2/5/11** termine **6/5/11**

Analisi granulometrica per setacciatura (via umida) (CNR-UNI A. V N.23)

Massa del materiale g = **435,02**

Set. ASTM	Diam. mm	Peso %	Tratt. %	Pass. %
4"	101,6	0,00	0,00	100,0
2"	50,8	0,00	0,00	100,0
1"	25,4	0,00	0,00	100,0
3/4"	19	0,00	0,00	100,0
3/8"	9,5	0,00	0,00	100,0
4	4,75	0,00	0,00	100,0
10	2,00	0,00	0,00	100,0
40	0,425	0,24	0,24	99,8
100	0,150	1,54	1,77	98,2
200	0,075	9,93	11,70	88,3

COPIA CONFORME

Analisi granulometrica per sedimentazione (AASHTO T 88-72)

Agente disperdente: esametafosfato di sodio 45,70 g/l

Idrometro: tipo 151 H

Massa del materiale g = **50,00**

Materiale passante al setaccio ASTM 40

Peso specifico dei grani: **2,72**

Temp. °C	Tempo min	Letture densim.	Dimen. mm	Pass. %
19	0,5	1,0325	0,055	88,3
19	1	1,0305	0,040	82,9
19	2	1,0275	0,029	74,7
19	4	1,0242	0,022	65,8
19	8	1,0210	0,016	57,1
19	15	1,0190	0,012	51,5
19	30	1,0165	0,009	44,8
19	69	1,0140	0,006	38,0
19	120	1,0125	0,004	34,0
19	265	1,0110	0,003	29,9
19	500	1,0095	0,002	25,8
19	1816	1,0080	0,001	21,7

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

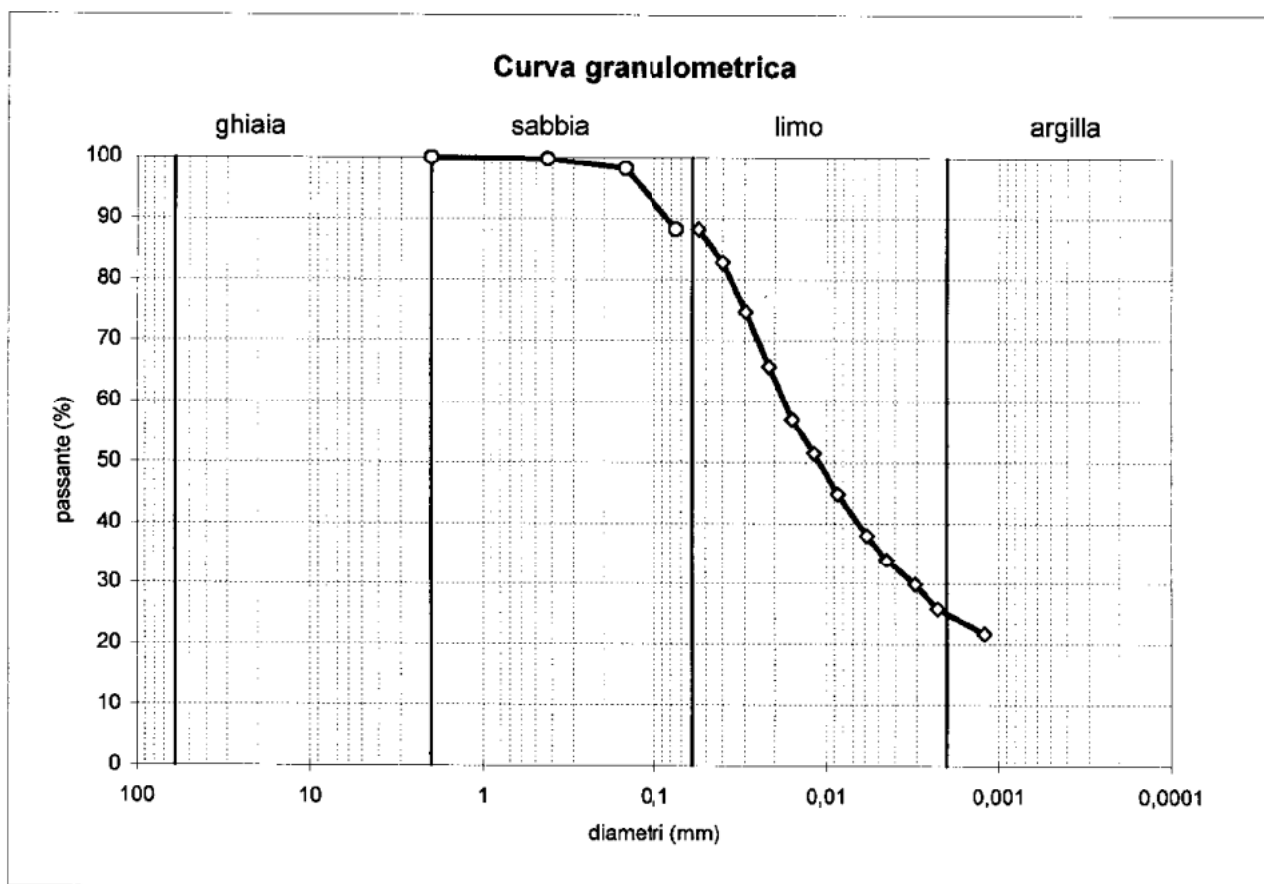
(Handwritten signature)

(Handwritten signature)



Certificato n° **0293-11** Data **11/5/11** Pagina **2/ 2**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

CURVA GRANULOMETRICA



COPIA CONFORME

Riepilogo dei risultati

Ciottoli	(> 60mm)	%	0
Ghiaia	(60 - 2 mm)	%	0
Sabbia	(2 - 0,060 mm)	%	12
Limo	(0,060-0,002 mm)	%	63
Argilla	(< 0,002 mm)	%	25

Coefficiente di uniformità : $U (D60/D10) =$ non determinabile

il Direttore
Prof. Geol. **Piero Focardi**

lo Sperimentatore
Dr. Geol. **Alessandro Lugo**



Certificato n° **0294-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l. - Piazza Casini, 8 -Firenze (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

LIMITI DI CONSISTENZA
(CNR-UNI 10014)

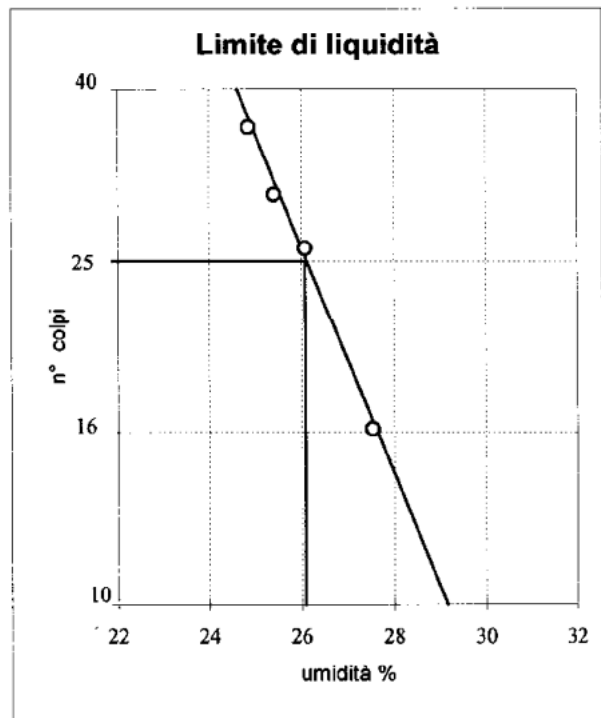
Data di prova: inizio **2/5/11** termine **3/5/11**

Determinazione del limite di liquidità

n° prova	Tara (g)	Tara + umido (g)	Tara + secco (g)	umidità %	n° colpi
1	20,85	41,70	37,55	24,9	36
2	21,09	41,67	37,50	25,4	30
3	20,45	41,45	37,11	26,1	26
4	20,55	41,21	36,75	27,5	16
Limite di liquidità LL					26,1

Determinazione del limite di plasticità

n° prova	Tara (g)	Tara + umido (g)	Tara + secco (g)	umidità %
1	9,29	13,74	12,94	21,9
2	9,27	13,75	12,93	22,4
Limite di plasticità LP				22,2



COPIA CONFORME

Limite di liquidità 26
Limite di plasticità 22
Indice di plasticità 4

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

P



Certificato n° **0295-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Prova eseguita su materiale allo stato naturale

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **1**

Pressione di consolidazione	kPa	100
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	100
Resistenza al taglio	kPa	65
Spostamento orizz. a rottura	mm	3,60

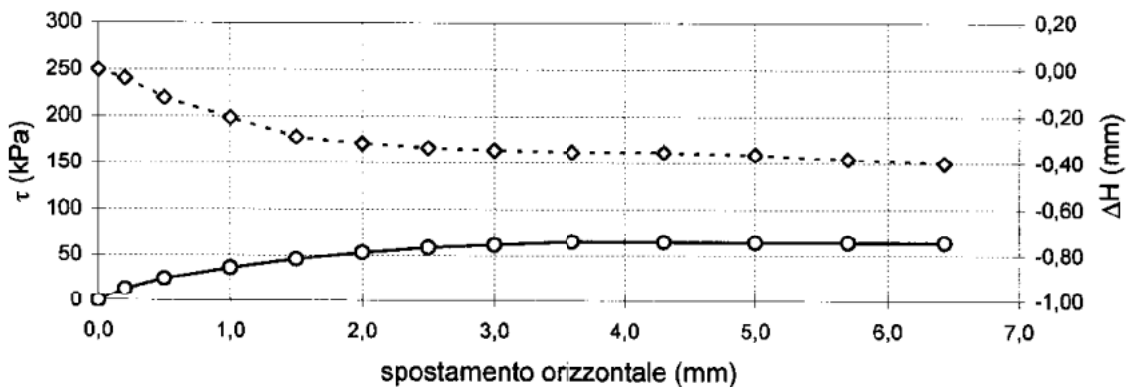
s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,090	-0,04	13
0,50	0,166	-0,12	25
1,00	0,245	-0,20	36
1,50	0,310	-0,29	46
2,00	0,359	-0,32	53
2,50	0,397	-0,34	59
3,00	0,417	-0,34	62
3,60	0,441	-0,35	65
4,30	0,437	-0,35	65
5,00	0,436	-0,36	65
5,70	0,435	-0,38	64
6,43	0,433	-0,40	64

VELOCITA' DI PROVA 0,005 mm/min

s = spostamento (mm)
 ϵ = deformazione provino (%)
Din = lettura dinamometro (mm)
 ΔH = variazione di altezza del provino (mm)
 τ = resistenza al taglio (kPa)

COPIA CONFORME

Diagramma delle tensioni tangenziali e delle variazioni di altezza in funzione delle deformazioni



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

PF

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

AL



Certificato n° **0295-11** Data **11/05/2011** Pagina **2 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **2**

Pressione di consolidazione	kPa	200
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	200
Resistenza al taglio	kPa	142
Spostamento orizz. a rottura	mm	6,58

s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,148	-0,02	36
0,50	0,228	-0,04	56
1,00	0,307	-0,06	75
1,50	0,36	-0,14	88
2,00	0,417	-0,21	102
2,50	0,471	-0,24	115
3,00	0,515	-0,28	126
3,60	0,543	-0,30	133
4,30	0,571	-0,31	140
5,00	0,581	-0,34	142
5,70	0,581	-0,35	142
6,58	0,583	-0,35	142

VELOCITA' DI PROVA **0,005 mm/min**

s = spostamento (mm)

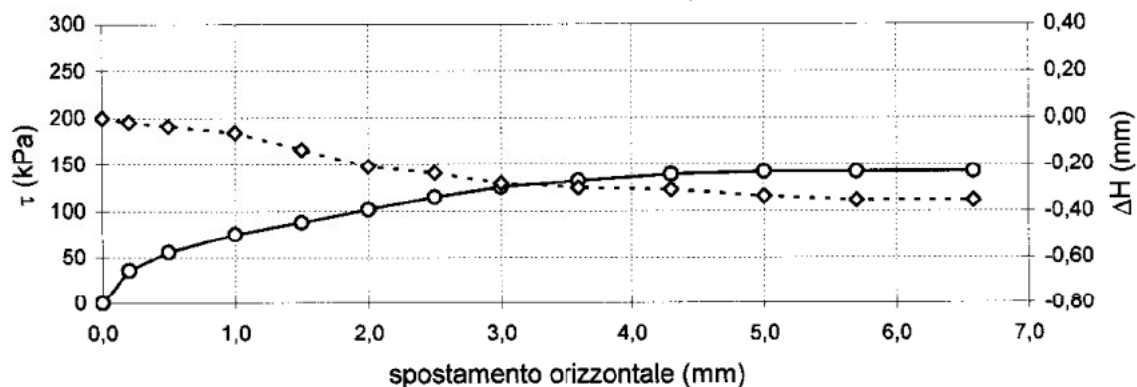
Din = lettura dinamometro (mm)

ΔH = variazione di altezza del provino (mm)

τ = resistenza al taglio (kPa)

COPIA CONFORME

Diagramma delle tensioni tangenziali e della variazione di altezza in funzione delle deformazioni



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

PF



Certificato n° **0295-11** Data **11/05/2011** Pagina **3 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **3**

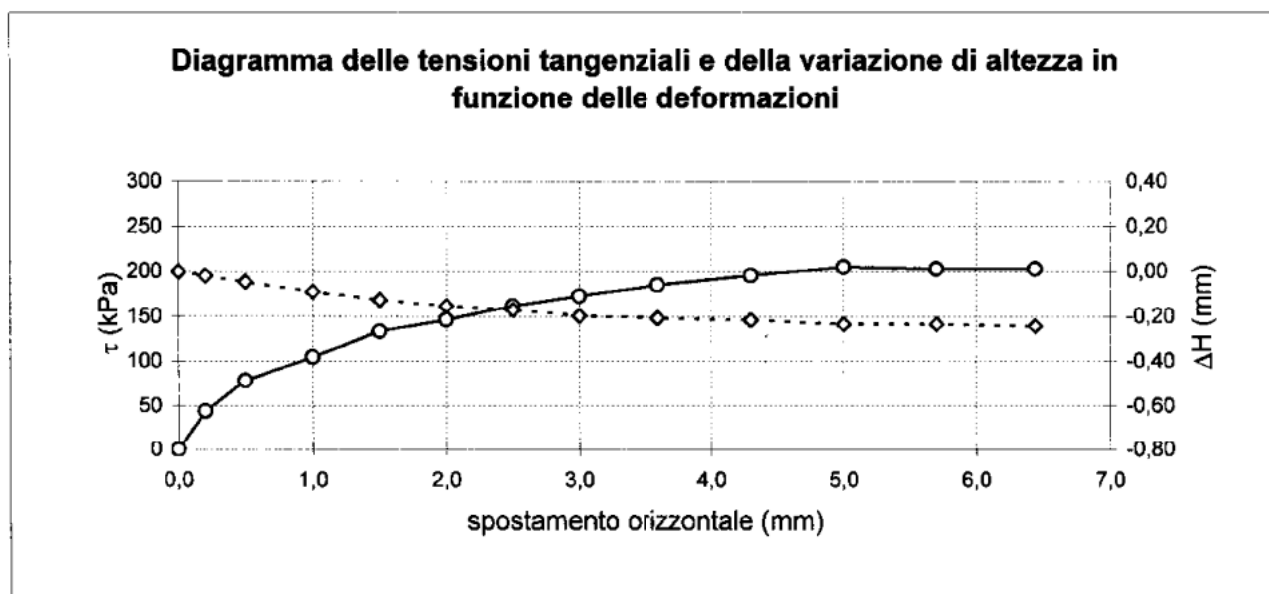
Pressione di consolidazione	kPa	300
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	300
Resistenza al taglio	kPa	205
Spostamento orizz. a rottura	mm	5,00

VELOCITA' DI PROVA **0,005 mm/min**

s = spostamento (mm)
Din = lettura dinamometro (mm)
 ΔH = variazione di altezza del provino (mm)
 τ = resistenza al taglio (kPa)

s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,096	-0,02	44
0,50	0,170	-0,05	78
1,00	0,227	-0,09	104
1,50	0,290	-0,13	133
2,00	0,318	-0,15	146
2,50	0,351	-0,17	162
3,00	0,375	-0,20	173
3,60	0,402	-0,21	185
4,30	0,425	-0,22	196
5,00	0,445	-0,23	205
5,70	0,441	-0,23	203
6,44	0,441	-0,24	203

COPIA CONFORME



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Augusto

DF



Certificato n° **0295-11** Data **11/05/2011** Pagina **4 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
(ASTM D 3080)

Dimensioni iniziali : altezza 2,18 cm sezione 36,00 cm²

PESO DI VOLUME

Provino numero		Prima della prova			Dopo la rottura		
		1	2	3	1	2	3
Massa del terreno	g	147,46	147,60	148,06	147,13	145,94	141,85
Volume del terreno	cm ³	78,30	78,30	78,30	70,06	71,15	68,87
Massa specifica	g/cm ³	1,88	1,89	1,89	2,10	2,05	2,06
Peso di volume	kN/m ³	18,47	18,49	18,54	20,59	20,11	20,20

CONTENUTO DI ACQUA

Provino numero		Prima della prova			Dopo la rottura		
		1	2	3	1	2	3
Massa terreno umido	g	147,46	147,60	148,06	147,13	145,94	141,85
Massa terreno secco	g	121,96	121,23	118,29	121,96	121,23	118,29
Contenuto di acqua	%	20,91	21,75	25,17	20,64	20,38	19,92

COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

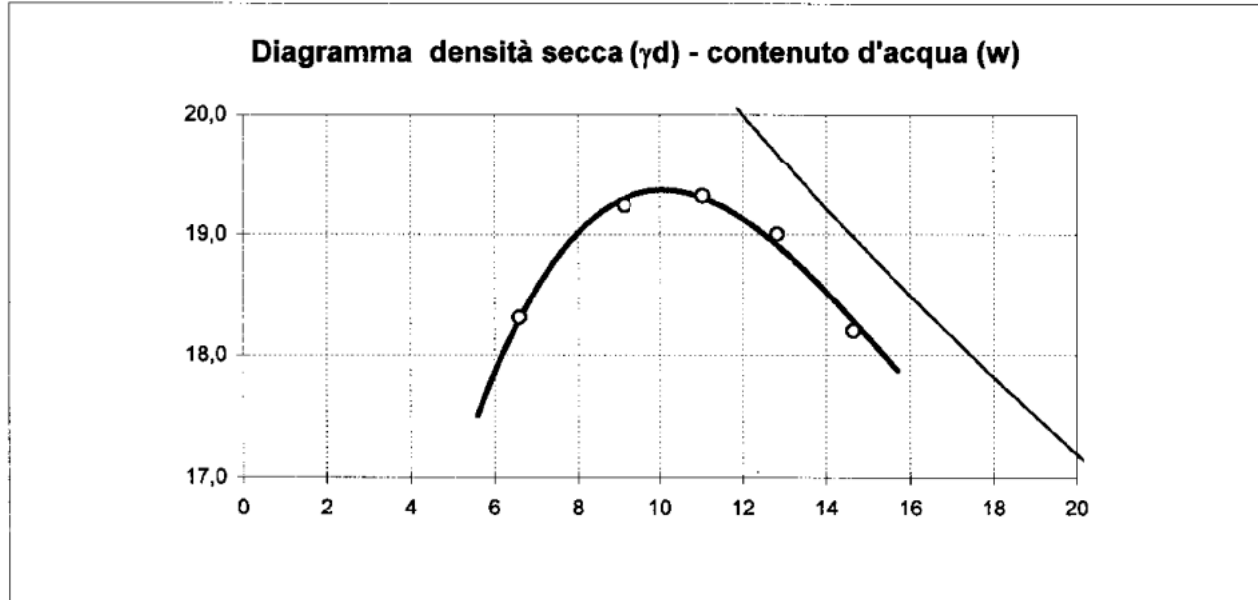


Certificato n° **0296-11** Data **11/05/2011** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. Mista a r.l.**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlatti** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

PROVA DI COSTIPAMENTO PROCTOR MODIFICATO
(AASHTO T180-74/A)

Data di prova: inizio **27/4/11** termine **29/4/11**

Caratteristiche della fustella: altezza (cm) **11,643** diametro (cm) **10,16**
Numero strati **5** numero di colpi per strato **25**
Massa pestello (kg) **4,536** altezza di caduta (cm) **45,72**
Materiale passante al setaccio 4 ASTM (dimensione granuli < 0,475 cm)
Peso specifico dei granuli $G_s = 2,72$



COPIA CONFORME

Prova		1	2	3	4	5
Contenuto d'acqua	%	6,59	9,12	11,03	12,82	14,64
Densità secca	kN/m³	18,31	19,24	19,32	19,01	18,21

Contenuto di acqua ottimo % **10,1**
Densità secca massima kN/m³ **19,4**

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

PF

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Iugo

A



Certificato n° **0297-11** Data **11/05/2011** Pagina **1 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Prova eseguita su materiale compattato all'ottimo Proctor Modificato

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **1**

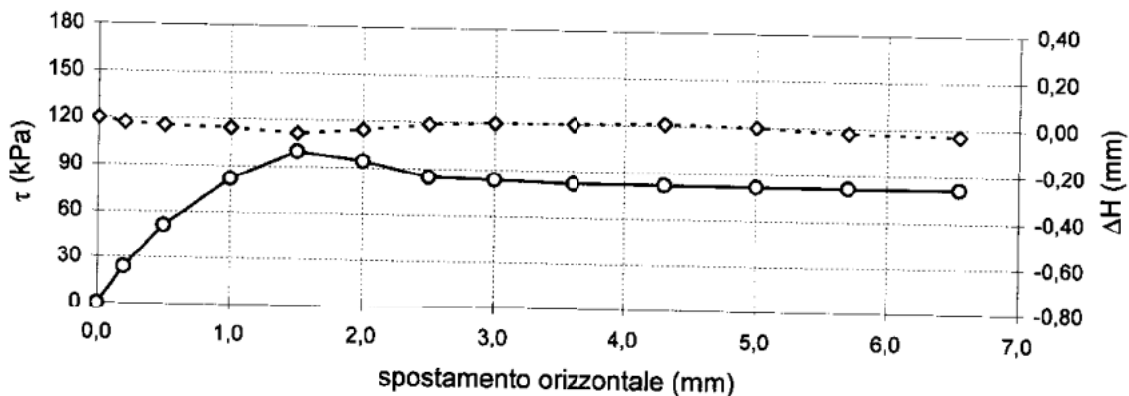
Pressione di consolidazione	kPa	100
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	100
Resistenza al taglio	kPa	100
Spostamento orizz. a rottura	mm	1,50

s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,161	-0,02	24
0,50	0,345	-0,03	51
1,00	0,551	-0,04	82
1,50	0,674	-0,06	100
2,00	0,636	-0,04	94
2,50	0,572	-0,01	85
3,00	0,566	0,00	84
3,60	0,555	0,00	82
4,30	0,555	0,01	82
5,00	0,5537	0,00	82
5,70	0,551	-0,02	82
6,55	0,550	-0,03	81

VELOCITA' DI PROVA **0,005 mm/min**

s = spostamento (mm)
 ϵ = deformazione provino (%)
Din = lettura dinamometro (mm)
 ΔH = variazione di altezza del provino (mm)
 τ = resistenza al taglio (kPa)

Diagramma delle tensioni tangenziali e delle variazioni di altezza in funzione delle deformazioni



COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

(Handwritten mark)

(Handwritten signature)



Certificato n° **0297-11** Data **11/05/2011** Pagina **2 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **2**

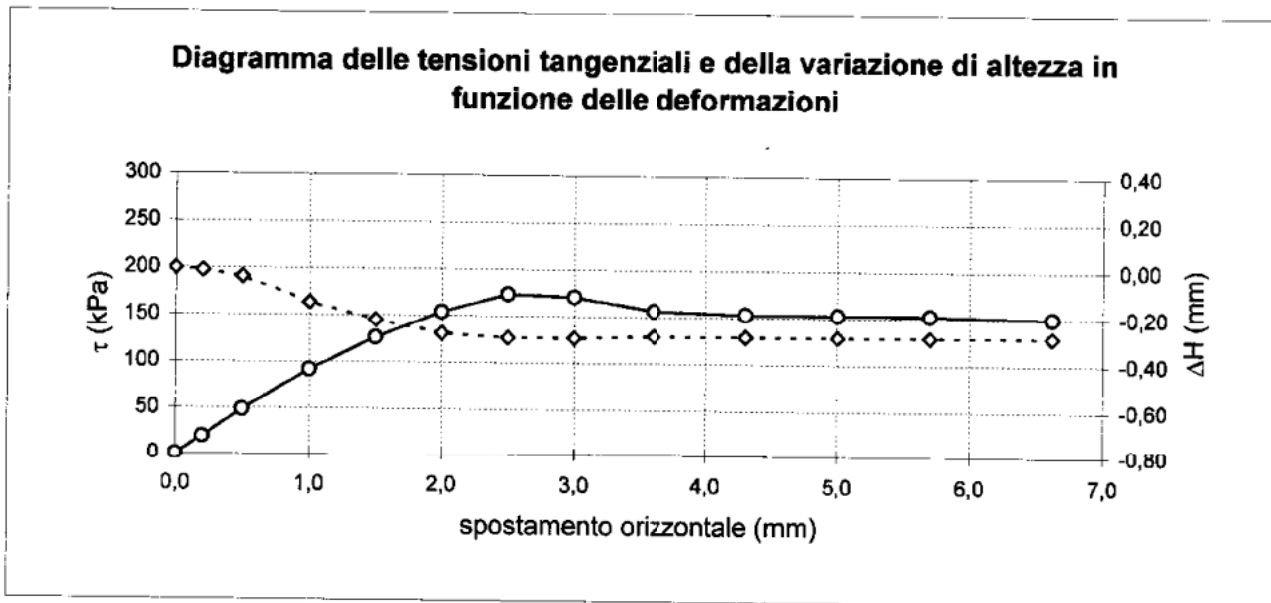
Pressione di consolidazione	kPa	200
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	200
Resistenza al taglio	kPa	173
Spostamento orizz. a rottura	mm	2,50

s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,078	-0,01	19
0,50	0,199	-0,04	49
1,00	0,375	-0,15	92
1,50	0,518	-0,22	127
2,00	0,631	-0,27	154
2,50	0,71	-0,29	173
3,00	0,699	-0,29	171
3,60	0,641	-0,28	157
4,30	0,628	-0,28	153
5,00	0,627	-0,28	153
5,70	0,626	-0,28	153
6,62	0,616	-0,28	151

COPIA CONFORME

VELOCITA' DI PROVA **0,005 mm/min**

s = spostamento (mm)
Din = lettura dinamometro (mm)
ΔH = variazione di altezza del provino (mm)
τ = resistenza al taglio (kPa)



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

PL

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Ingo



Certificato n° **0297-11** Data **11/05/2011** Pagina **3 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

PROVA DI TAGLIO SUL PROVINO NUMERO **3**

Pressione di consolidazione	kPa	300
Tempo di consolidazione	ore	23
Pressione normale	kPa	300
Resistenza al taglio	kPa	245
Spostamento orizz. a rottura	mm	2,50

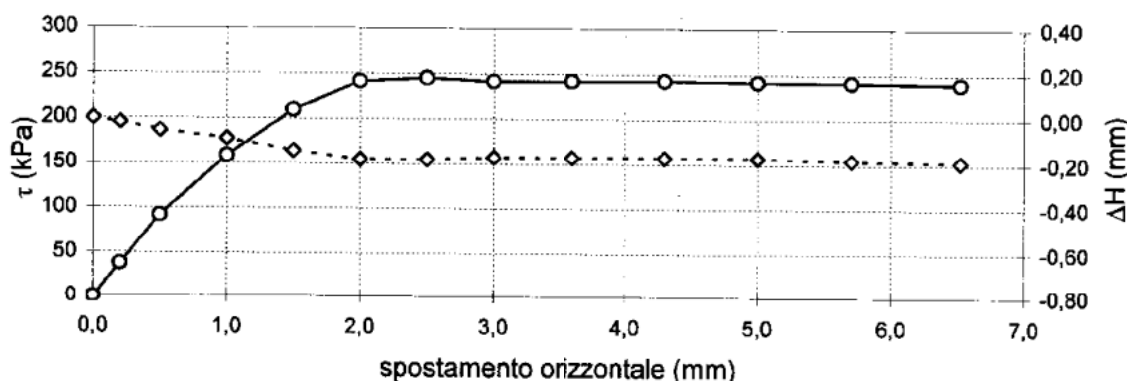
s mm	Din. mm	ΔH mm	τ kPa
0,00	0,000	0,00	0
0,20	0,081	-0,02	37
0,50	0,199	-0,05	92
1,00	0,344	-0,09	158
1,50	0,455	-0,14	209
2,00	0,524	-0,18	241
2,50	0,533	-0,18	245
3,00	0,525	-0,17	242
3,60	0,526	-0,17	242
4,30	0,527	-0,17	243
5,00	0,525	-0,17	242
5,70	0,524	-0,18	241
6,52	0,520	-0,19	239

VELOCITA' DI PROVA **0,005 mm/min**

s = spostamento (mm)
Din = lettura dinamometro (mm)
 ΔH = variazione di altezza del provino (mm)
 τ = resistenza al taglio (kPa)

COPIA CONFORME

Diagramma delle tensioni tangenziali e della variazione di altezza in funzione delle deformazioni



il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Digo

(Handwritten mark)

(Handwritten signature)



Certificato n° **0297-11** Data **11/05/2011** Pagina **4 / 4**
Verbale di accettazione n° **11022** Codice del campione n° **11022 01**
Committente **CO.RE.FA.** Provenienza **Limi CoReFa**
Sondaggio n° ***** Campione n° **A** Prof. (metri) *****

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
(ASTM D 3080)

Dimensioni iniziali : altezza 2,18 cm sezione 36,00 cm²

PESO DI VOLUME

Provino numero		Prima della prova			Dopo la rottura		
		1	2	3	1	2	3
Massa del terreno	g	152,96	153,20	152,20	162,41	161,46	162,09
Volume del terreno	cm ³	78,30	78,30	78,30	77,58	72,55	74,40
Massa specifica	g/cm ³	1,95	1,96	1,94	2,09	2,23	2,18
Peso di volume	kN/m ³	19,16	19,19	19,06	20,53	21,83	21,37

CONTENUTO DI ACQUA

Provino numero		Prima della prova			Dopo la rottura		
		1	2	3	1	2	3
Massa terreno umido	g	152,96	153,20	152,20	162,41	161,46	162,09
Massa terreno secco	g	137,84	136,56	137,34	137,84	136,56	137,34
Contenuto di acqua	%	10,97	12,19	10,82	17,83	18,23	18,02

COPIA CONFORME

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

PF

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo



Certificato n° **0298-11** Data **11/5/11** Pagina **1/ 1**
Verbale di accettazione n° **11022** del **14/4/11** Cod. campione **11022 01**
Committente **CO.RE.FA. Soc. Cons. N - Piazza Casini, 8 - Firenzuola (FI)**
Richiedente **Dr. Geol. Tommaso Perlati** Provenienza **Limi CoReFa**
Contenitore **Sacchetto nylon** Diametro (mm) **300** Lunghezza (cm) **40**
Contrassegno **Sond. * Camp. A** Profondità (m) *****

PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE
(PROVA ESEGUITA IN CELLA EDOMETRICA)

Data di prova: inizio **5/5/11** termine **10/5/11**

Condizioni provino: **ricostituito all'ottimo Proctor modificato**

Dimensioni iniziali: altezza L = **2,00 cm**
sezione A = **20,0 cm²**

$$K = (2,3 a L/A \Delta t) * \text{Log } h_i / h_f$$

dove:

- a = sezione buretta (cm²) = **0,952**
- L = altezza provino (cm)
- A = sezione del provino (cm²)
- Δt = intervallo di tempo (sec)
- h_i = carico idraulico iniziale (cm)
- h_f = carico idraulico finale (cm)

Prova n°	Δt (sec)	h_i (cm)	h_f (cm)	k (cm/sec)
1	48300	126	112,5	2,23E-07
2	168300	126	83,2	2,35E-07
3	113520	126	95	2,37E-07

Coefficiente di permeabilità medio k = **2,3E-07 cm/sec**

il Direttore
Prof. Geol. Piero Focardi

lo Sperimentatore
Dr. Geol. Alessandro Lugo

COPIA CONFORME

Figura 1 - Corografia

stralcio tavoletta IGM

scala 1:25.000



Area d'interesse

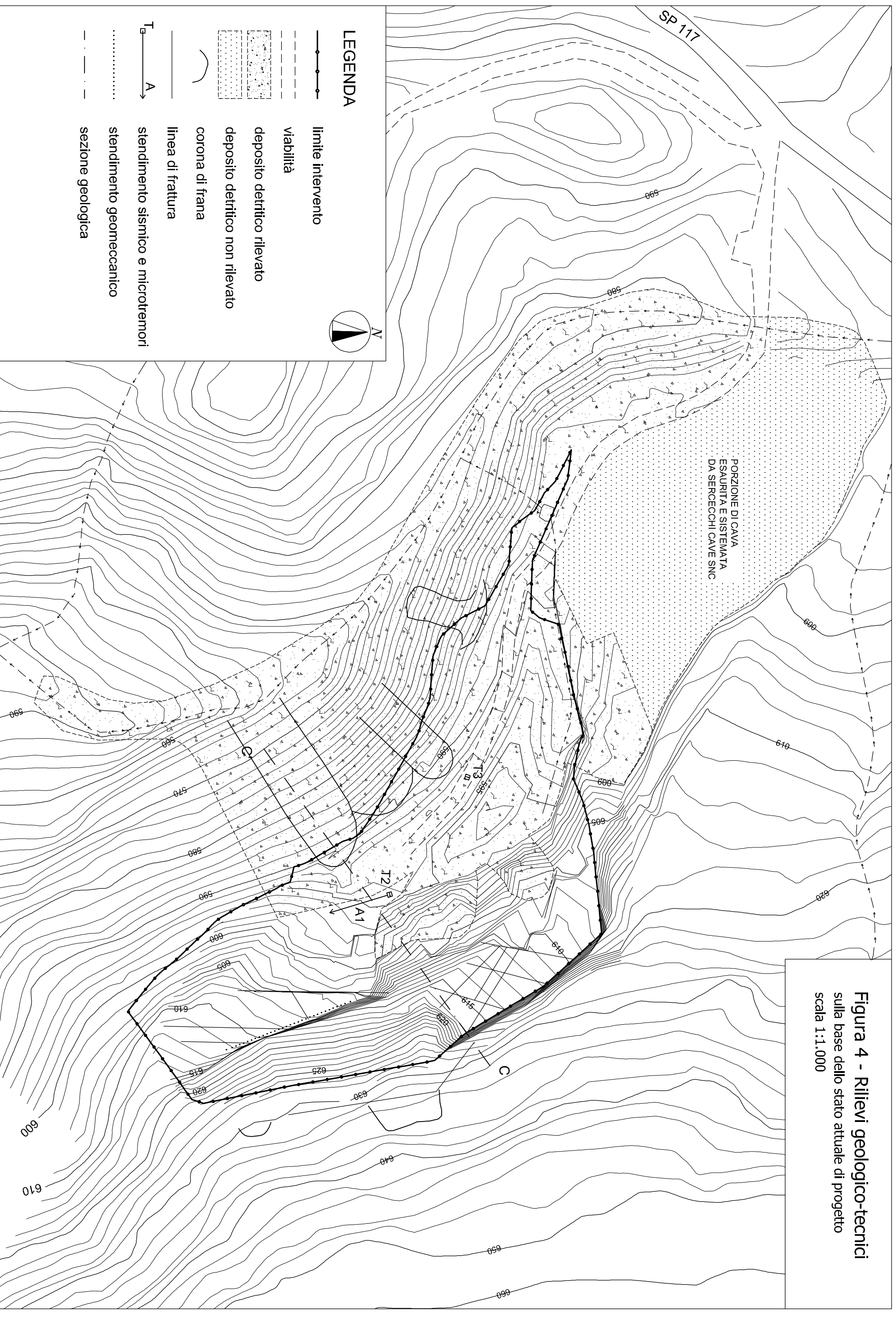


Figura 4 - Rilievi geologico-tecnici
 sulla base dello stato attuale di progetto
 scala 1:1.000