

studioantonacci

studio di ingegneria civile dell'ing. Alessandro Antonacci
viale San Francesco n. 82
65017 Penne (PE)

Tf e Fax: 085/8279692

Mail: studio.ingegneria.antonacci@gmail.com

Pec: alessandro.antonacci@ingpec.it

visti e timbri:

Regione Abruzzo

Comune di PENNE (PE)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO:

*INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO E RIDUZIONE DEL
RISCHIO DISSESTO SPONDE DIGA DI PENNE 2°LOTTO*

COMMITTENTE:

CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO(CH)

ELABORATO:

*RELAZIONE GEOLOGICA E MODELLAZIONE SISMICA
VERIFICHE DI STABILITA' DEL PENDIO*

ALLEGATO:

B.01

TAVOLA:

//

SCALA:

//

DATA:

NOVEMBRE 2021

AGG.:

//

MATERIALI:

//

Il Progettista:

ing. Alessandro Antonacci

Collaboratrice:

ing. Beatrice Maria Di Clemente

SOMMARIO

1.0 PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI.....	pag. 1
2.0 UBICAZIONE DEL SITO E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO.....	pag. 3
3.0 PERICOLOSITA' GEOLOGICA DELL'AREA.....	pag. 5
4.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	pag. 9
4.1 ASSETTO STRUTTURALE DELLA ZONA.....	pag. 13
4.2 MODELLO GEOLOGICO DEL SITO.....	pag. 15
5.0 CARATTERI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI.....	pag. 17
6.0 STATO DEI LUOGHI.....	pag. 18
7.0 FENOMENI D'INSTABILITA'.....	pag. 25
8.0 RILIEVO GEOMECCANICO.....	pag. 27
9.0 SUSCETTIBILITA' ALLE AZIONI SISMICHE.....	pag. 30
10.0 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO E PARAMETRI GEOTECNICI	pag. 32
11.0 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE.....	pag. 38
12.0 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	pag. 41
12.1 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA.....	pag. 48
13.0 MICROZONAZIONE SISMICA DI LIVELLO 1.....	pag. 49
14.0 CONCLUSIONI.....	pag. 51

Allegati

✓ Inquadramento Topografico	scala 1:25.000
✓ Carta Geologica	scala 1:10.000
✓ Ubicazione e Report Indagini Pregresse	
✓ Report Analisi di Stabilità Globale	scala 1:500
✓ Sezione Geologica	scala 1:400

1.0 PREMESSA E RIFERIMENTI NORMATIVI

Con Determinazione Dirigenziale n. 295 del 15/11/2021 mi è stato conferito l'incarico dal CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO Bacino Saline – Pescara – Alento - Foro, di eseguire uno studio geologico e un rilievo geomeccanico a supporto del progetto: INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO E RIDUZIONE DEL RISCHIO DISSESTO SPONDE DIGA DI PENNE - II° LOTTO DI COMPLETAMENTO - III[^] ANNUALITA'.

La finalità dello studio è stata quella di ricercare gli elementi geomorfologici che determinano la pericolosità dell'area, la successione stratigrafica locale e definire la qualità dell'ammasso arenaceo. A tal fine oltre a realizzare un rilievo geologico e geomorfologico di superficie è stato eseguito lo studio geomeccanico dell'ammasso arenaceo per fornire al progettista gli elementi necessari per la progettazione delle opere atte a contrastare e/o mitigare i dissesti presenti sul versante.

La ricostruzione dell'assetto stratigrafico e strutturale dell'area in esame è stata eseguita sulla base di ricostruzioni tettoniche-paleogeografiche tratte dalla bibliografia esistente e dai dati reperiti per il sito di progetto. Per la nomenclatura geologica e l'individuazione dei complessi geologici dell'area d'interesse, si è fatto riferimento alla carta geologica dell'Abruzzo in scala 1:100.000 tratta da Ghisetti e Vezzani.

I dati utilizzati per la ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale e per la definizione della categoria di suolo di fondazione, provengono dagli studi pregressi realizzati sull'area e messi a disposizione dello scrivente dal Consorzio di Bonifica Centro.

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circ. Dir. Centr. Tecn. N° 97/81 Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- O.P.C.M. 20 marzo 2003 n° 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione

sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” G.U. n.105 del 08/05/2003”);

- O.P.C.M. 28 aprile 2006 n° 3519 “criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” (G.U. n.108 del 11/05/2006);

- Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (GU n.42 del 20/02/2018);

- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27);

- D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»;

- L.R. 11.08.2011 n.28 “norme per la riduzione del rischio sismico e modalità di vigilanza e controllo su opere e costruzioni in zone sismiche”;

- R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 “Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani” (G.U. 17 maggio 1923, n. 117);

- L.R. 16.09.1998 n.81 e L.R. 24.08.2001 n.43 – Servizio Difesa del Suolo – Autorità dei Bacini Regionali – “piano di stralcio di bacino per l’assetto idrogeologico dei bacini di rilievo regionale abruzzesi e del bacino interregionale del fiume Sangro L. 18.05.1989 n.183 art.17 comma 6 ter. edito dalla Regione Abruzzo Direzione Territorio Urbanistica, Beni Ambientali, Parchi, Politiche e Gestione dei Bacini Idrografici” e successive modifiche ed integrazioni dell’Atto di indirizzo e direttive sul Piano Stralcio di Bacino come da Delibera del 29/01/2008 n.94/7.

2.0 UBICAZIONE DEL SITO E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

L'invaso artificiale Diga di Penne si colloca a sud-ovest dell'abitato, in C.da Colle Formica, in corrispondenza di un'ampia depressione all'interno della quale convergono il Torrente Gallero e il Fiume Tavo.

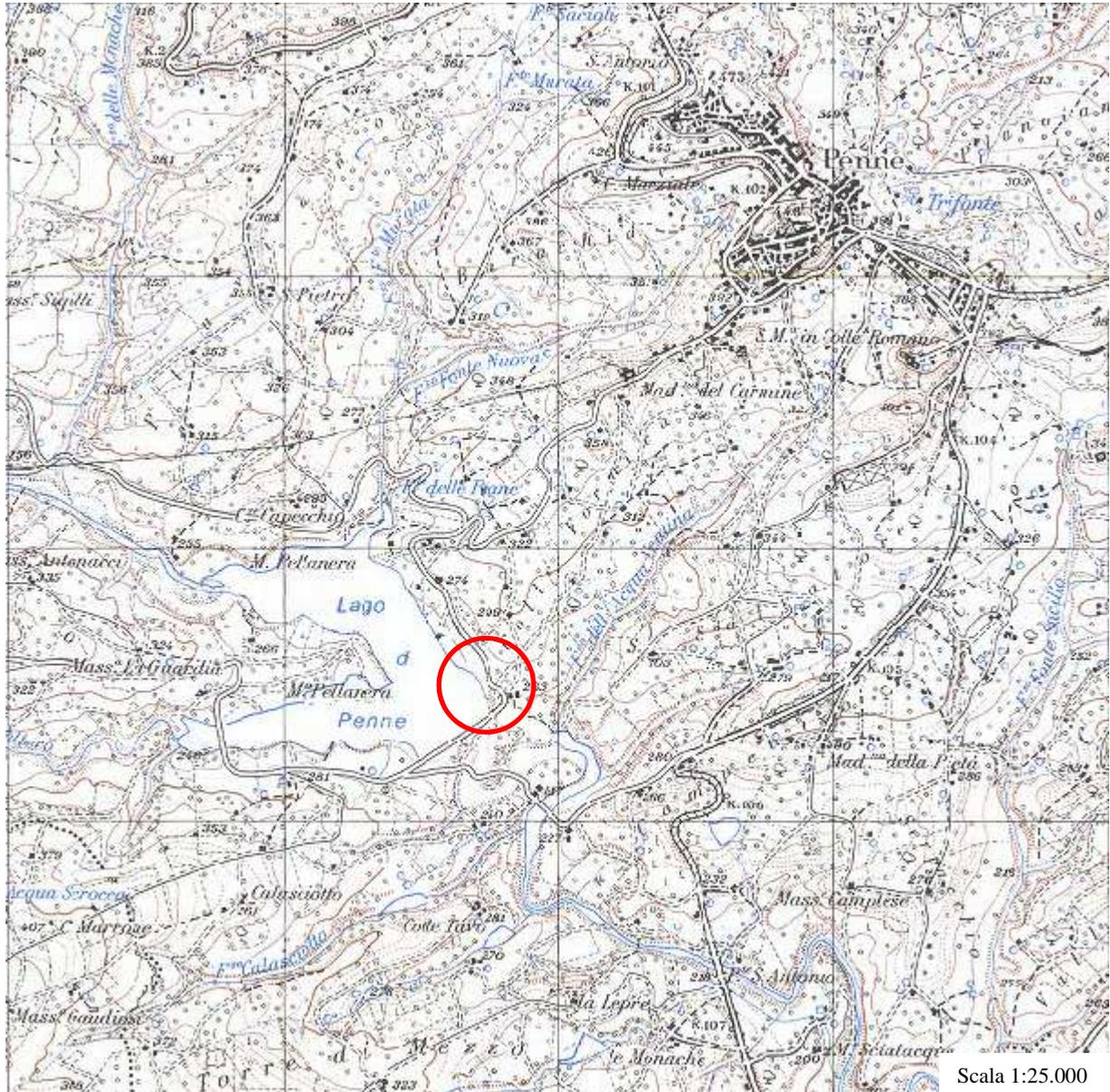
L'ubicazione è riportata cartograficamente in allegato. L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di gunite, reti corticali, terre armate e opere per la regimentazione delle acque atte alla mitigazione del rischio che incombe sull'area. Le coordinate del sito riferite all'ellissoide ED50 sono le seguenti:

- o Latitudine: 42,442392
- o Longitudine: 13,914504



Area oggetto d'intervento

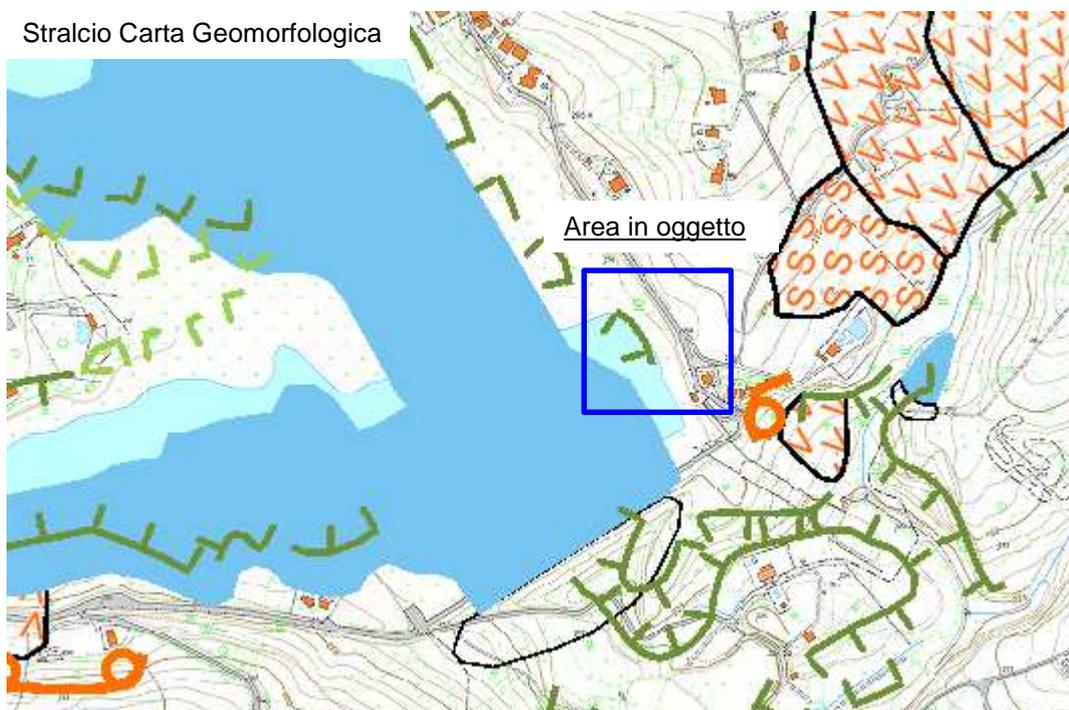
Cartograficamente l'area rientra nella tavoletta I.G.M. alla scala 1:25.000 II° Nord - Est Penne del foglio 140 della Carta d'Italia.



Ubicazione dell'area

3.0 PERICOLOSITA' GEOLOGICA DELL'AREA

Al fine di individuare i rischi di natura idrogeologica incombenti sull'area, la zona è stata inquadrata nelle normative di pianificazione territoriale contenute nel Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Abruzzo, finalizzato alla salvaguardia delle popolazioni, degli insediamenti, delle infrastrutture e del suolo. La lettura della carta geomorfologica relativa al P.A.I. evidenzia la presenza di una scarpata di erosione con stato di attività "quiescente".



Scala 1:10.000

	STATO DI ATTIVITA'		
	ATTIVO	QUIESCENTE	NON ATTIVO
Orlo di scarpata di degradazione e/o di frana			
Trincea o fessura			
Frattura di trazione			
Versante interessato da deformazione profonda			
Versante interessato da deformazioni superficiali lente			
Corpo di frana di crollo e ribaltamento			
Corpo di frana di scorrimento:			
(A) Traslativo			
(B) Rotazionale			

Corpo di frana di colamento			
Corpo di frana di genesi complessa (inclusi i fenomeni di trasporto e di massa)			
Piccola frana o gruppo di piccole frane non classificate			
Contropendenza significativa nel corpo di frana			
Orlo di scarpata di erosione fluviale o torrentizia			

La Carta della Pericolosità da Frana (PAI) mette in evidenza la presenza di una scarpata di erosione fluviale e/o torrentizia Ps, aree interessate da dissesti generate da scarpate.

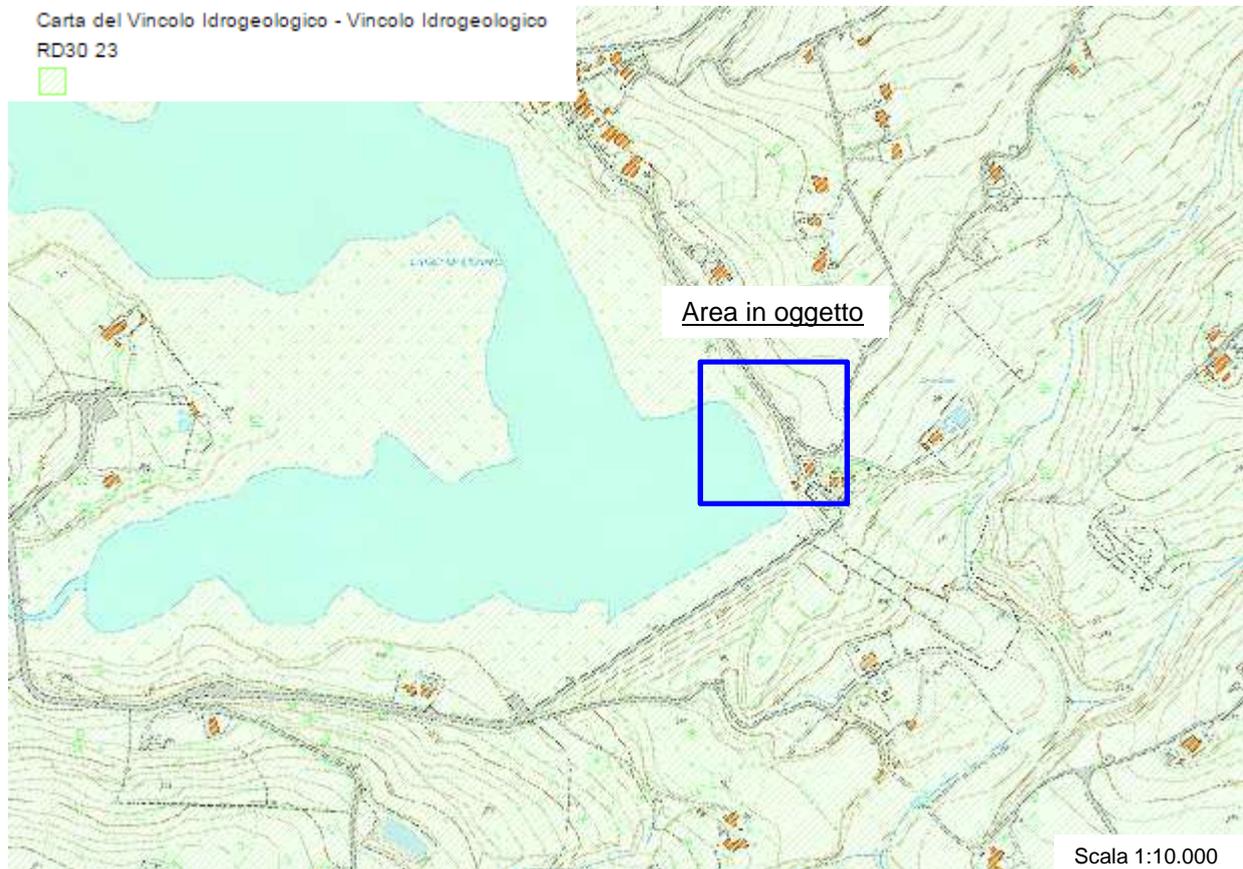


Scala 1:10.000

CLASSI DI PERICOLOSITA'

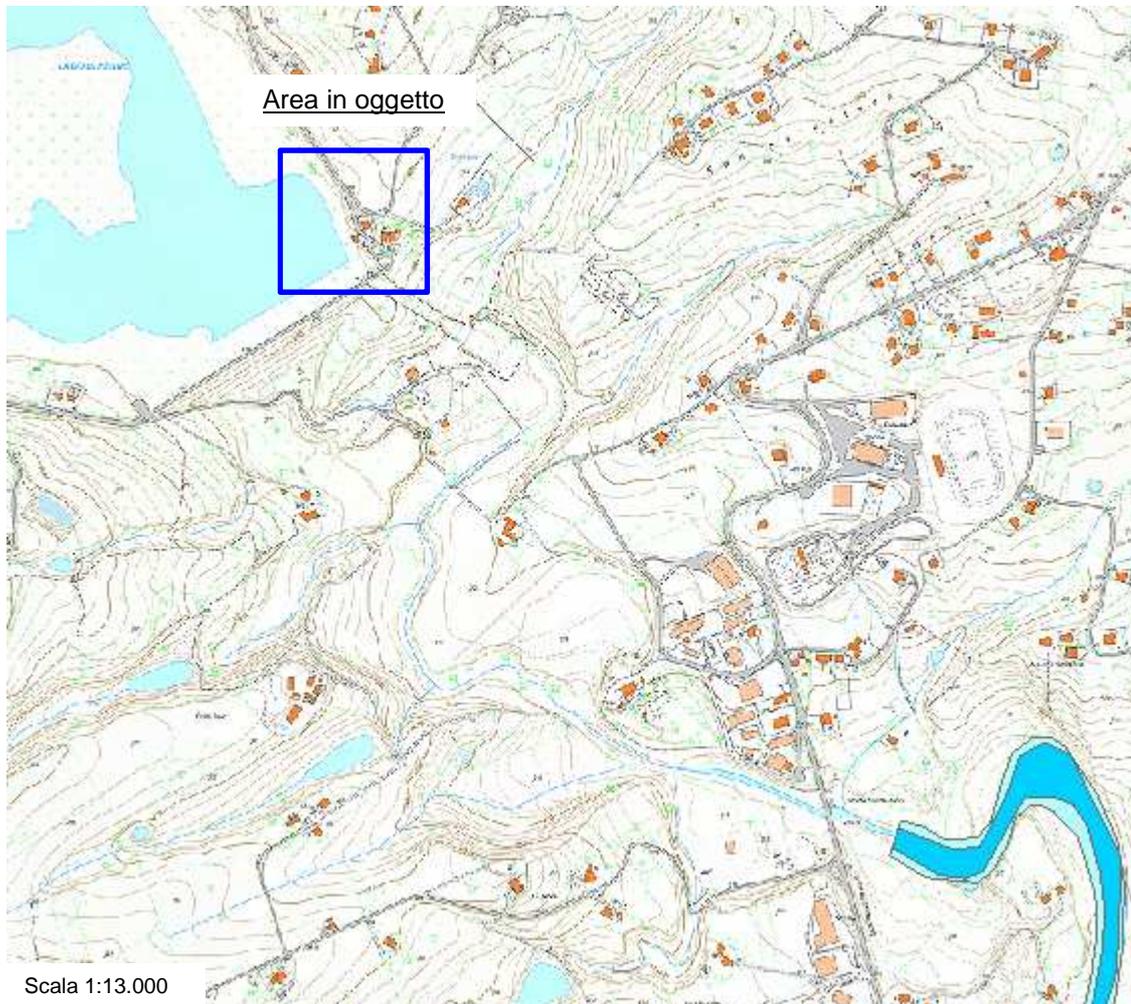
- P1** PERICOLOSITA' MODERATA
 Aree interessate da Dissesti con bassa possibilità di riattivazione.
- P2** PERICOLOSITA' ELEVATA
 Aree interessate da Dissesti con alta possibilità di riattivazione.
- P3** PERICOLOSITA' MOLTO ELEVATA
 Aree interessate da Dissesti in attività o riattivati stagionalmente.
- PS** PERICOLOSITA' DA SCARPATA
 Aree interessate da Dissesti generati da Scarpate.

Per quanto attiene il vincolo idrogeologico (Art. 1 del R.D. 30/12/23 n. 3267) l'area risulta interessata dal suddetto vincolo come evidenziato nella cartografia seguente tratta da Regione Abruzzo.



Carta del Vincolo Idrogeologico ai sensi dell'Art. 1 del R.D. 30/12/23 n. 3267

Per quanto riguarda la Carta della Pericolosità Idraulica del Piano Stralcio Difesa Alluvioni della Regione Abruzzo (PSDA), l'area non risulta interessata da pericolosità idraulica.



Classi di pericolosità idraulica [Q50 - Q100 - Q200] (*)

	Pericolosità molto elevata h50 > 1m v50 > 1m/s	 Reticolo idrografico
	Pericolosità elevata 1m > h50 > 0.5 m h100 > 1m v100 > 1m/s	
	Pericolosità media h100 > 0m	
	Pericolosità moderata h200 > 0m	

4.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area abruzzese è il risultato dell'evoluzione nel Neogene di un sistema orogenico catena-avanfossa-avampaese, caratterizzato dalla migrazione del sistema stesso da occidente a oriente; da un regime prevalente compressivo e transpressivo che dalla fine del Miocene superiore, si associa ad una contemporanea tettonica distensiva, non ancora terminata, che dal Mar Tirreno coinvolge progressivamente la catena verso E.

Il risultato per quanto riguarda la strutturazione dell'area abruzzese, (avvenuta prima in ambiente sottomarino e poi in quello subaereo), è quello di un insieme di unità strutturali coincidenti con i principali rilievi e gruppi della catena appenninica con interposte strette valli e ampie depressioni.

Le depressioni sono associate a sistemi di faglie normali, tuttora attive in base alle evidenze di sismicità storica e paleosismica, che confinano le strutture stesse con notevoli rigetti e ne controllano l'evoluzione deposizionale durante tutto il Quaternario.

La graduale emersione della catena in formazione ha permesso, nel Plio-Pleistocene, il suo progressivo e contemporaneo smantellamento che ha controllato insieme alla evoluzione tettonica ed al clima, i tassi di deposizione delle successioni lacustri, alluvionali e di versante che colmano e bordano le aree depresse. Nello stesso intervallo di tempo, più a E, si sviluppa il bacino periadriatico colmato da una successione marina che nel suo trend regressivo generale, registra sequenze deposizionali di quarto ordine indotte dall'eustatismo glacioeustatico.

Il territorio analizzato è ubicato nella parte esterna del sistema *thrust* neogenico dell'Appennino abruzzese e, in generale, compreso nella zona di transizione tra il dominio della piattaforma carbonatica laziale abruzzese e quella del bacino pelagico marchigiano- abruzzese orientale.

In generale, possiamo distinguere un'area prevalentemente carbonatica, riferibili al complesso montuoso del Gran Sasso, costituita da una successione di scarpata e bacino prossimale, e una zona essenzialmente terrigena, riferibile alla fascia collinare e pedemontana, costituenti le successioni di avanfossa di età Miocene superiore – Pliocene inferiore (Figura 1).

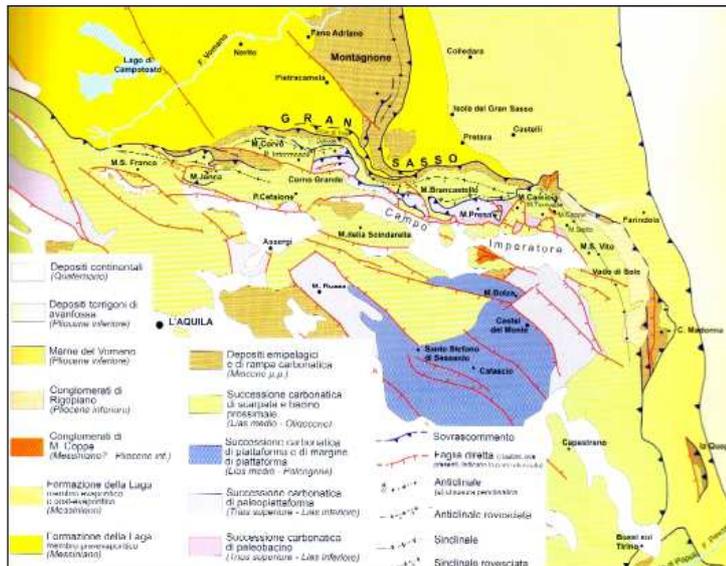
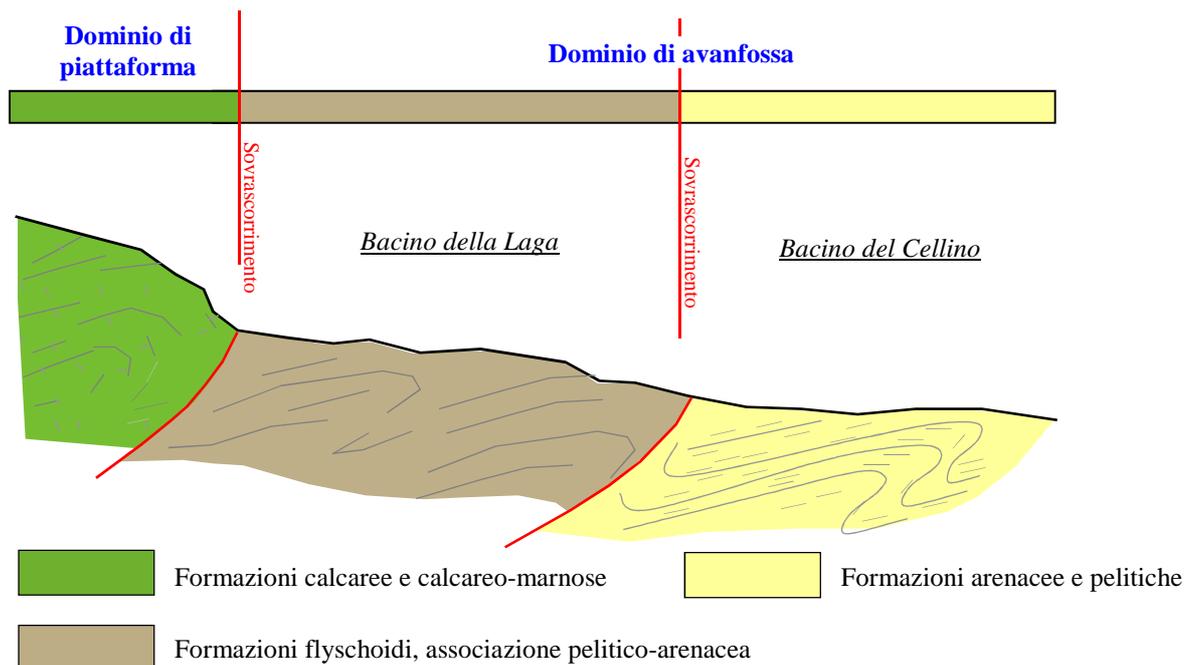


Figura 1 schema geologico-strutturale (da Adamoli, 2002)

Alle formazioni calcareo - marnose del Miocene medio - superiore seguono in continuità stratigrafica i depositi torbiditici silicoclastici di avanfossa (*flysch*). In particolare, tali depositi sono il risultato delle ultime fasi di migrazione da W verso E del sistema catena avanfossa che hanno determinato uno sfasamento temporale della formazione dei bacini torbiditici. Nel Messiniano inferiore le torbiditi si depositano dapprima nelle depressioni più interne in un'avanfossa (Formazione Argillosa-arenacea) quindi, poco più tardi, nel bacino della Laga (Formazione della Laga) e nel Pliocene inferiore nel bacino del Cellino (Formazione del Cellino), il più esterno.



Sezione geologica schematica della fascia pedemontana del versante orientale della dorsale del Gran Sasso

BACINO DEL CELLINO

I depositi silicoclastici del bacino del Cellino rappresentano i prodotti accumulati nella nuova avanfossa che registrano il coinvolgimento del bacino della Laga nel dominio di catena. Sempre Centamore *et alii* (1992) indicano che anche il bacino del Cellino nella sua parte meridionale è caratterizzato da una successione abbastanza differente da quella affiorante nelle aree più settentrionali. Infatti, la successione, dal basso verso l'alto è la seguente:

- Successione carbonatica pre-messiniana;
- Formazione gessosa - solfifera (Messiniano medio). Del tutto analoga a quella del bacino della Laga;
- Peliti di avanpaese (Messiniano superiore) o Argille del Cigno con intercalazioni di orizzonti arenacei, arenaceo - pelitici e di conglomerati calcarei. Alla base degli strati arenacei e conglomeratici si osservano direzioni di correnti da SW verso NE, quindi questi depositi sono stati immersi nel bacino da due punti diversi, coincidenti all'incirca con quelli da cui provengono i flussi gravitativi che si immettono nel bacino della Laga.

Quindi, per i depositi del bacino del Cellino si possono riconoscere quattro membri principali, descritti di seguito dal basso verso l'alto nella loro successione.

Depositi pelitici, con rare intercalazioni sabbioso - siltose, nell'estrema porzione superiore si intercalano un orizzonte conglomeratico poligenici (tipo Conglomerati di M. Coppe). Tali depositi poggiano in continuità sulla Formazione Gessosa - Solfifera messiniana e hanno uno spessore di circa 700 m. La parte basale ed intermedia delle peliti è del Messiniano superiore, mentre gli ultimi 300 metri appartengono al Pliocene inferiore.

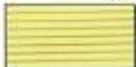
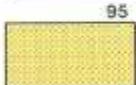
Membro arenaceo basale, dello spessore di 750 - 800 metri, costituito di arenarie in strati spessi o molto spessi, frequentemente amalgamati. Tali depositi costituiscono il riempimento di una depressione confinata (*facies* canalizzata) e rappresentano il deposito di un'avanfossa torbidityca che, nel Pliocene inferiore, si era spostata più a Est.

Membro pelitico - arenaceo intermedio, dello spessore di 1000-1200 metri, costituito in prevalenza da depositi pelitico - arenacei che diventano sempre più fini verso l'alto ed entro cui sono intercalati a varie altezze stratigrafiche orizzonti arenaceo - pelitici e arenacei. Di particolare importanza è l'orizzonte di Appignano (70 - 100 m), ubicato nella parte media del membro; questo orizzonte verso Sud si assottiglia passando ad argille laminate. La sua età è riferibile al Pliocene inferiore.

Membro Arenaceo superiore (spessore 200 - 250 metri), intercalato a argille marnose e costituito alla base da 15 - 20 metri da un'associazione pelitico - arenacea che passa superiormente ad arenarie in strati spessi e molto spessi, con frequenti amalgamazioni e fenomeni di canalizzazione. La sua età è riferibile al Pliocene inferiore. Superiormente affiorano i depositi del ciclo marino del Pliocene medio - Pleistocene inferiore.



9a. Unita' Villadegna - Cellino

94		<p>Formazione Montefino</p> <p>Argille marnose grigio-azzurre di piattaforma. Zona a <i>G. punctulata</i>, con <i>G. margaritae</i>. Spessore: 100-200 m. Pliocene inferiore.</p>
95		<p>Corpo di Montefino. Sabbie e arenarie di transizione canale-lobo. Zona a <i>G. punctulata</i>, con <i>G. margaritae</i>. Spessore: 50-100 m. Pliocene inferiore.</p>
DISCORDANZA		
96		<p>Formazione Cellino</p> <p>Argille marnose con megatorbiditi. Zona a <i>G. punctulata</i>, con <i>G. margaritae</i>. Membro A (parte superiore). Spessore: 200-300 m, in aumento da Nord verso Sud. Pliocene inferiore.</p>

dolomitico del Trias suddividendolo in blocchi, si è avuta dal Giurassico al Cretaceo superiore.

La fascia pedemontana, sotto l'aspetto tettonico, ha avuto un trend evolutivo diverso nella porzione occidentale ed orientale con accentuate differenziazioni comportamentali nel tempo.

La parte occidentale è quella più intensamente tettonizzata con sensibili deformazioni e movimenti di massa a componente prevalentemente orizzontale come testimoniano i sovrascorrimenti delle formazioni calcaree del tardo mesozoico sui terreni flyschoidi del mio-pleiocene. La parte orientale, invece, è quella che risente di un'azione orogenetica molto blanda caratterizzata, in tempi geologici recenti, da una tettonica di tipo distensivo. L'elemento dominante dell'area pedemontana, dove si inserisce il sito di progetto, è rappresentato da fronti di accavallamento ad andamento appenninico che marcano il passaggio dal Bacino della Laga a quello del Cellino e sviluppatasi all'interno della successione della Formazione del Cellino, mettendo in equivalenza stratigrafica, per contatto tettonico, i diversi membri della formazione.



Le parti sovrascorse sono sempre provenienti da ovest a testimonianza della tettonica

compressiva a vergenza adriatica. All'interno dei singoli settori individuati dai fronti di sovrascorrimento, si è sviluppata un'ondulazione delle successioni a formare anticlinali e sinclinali. L'intera fascia in oggetto è contraddistinta da strutture plicative a grande scala e da sovrascorrimenti minori oblitterati in parte dalle successive faglie normali.

Le pieghe presentano un andamento parallelo alle lineazioni tettoniche con componente compressiva. Numerosi risultano essere i piani fragili che fungono da dislocazione tra sistemi tettonici principali con direzione prevalente NE-SW e componente trascorrente-transpressiva.

4.2 MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

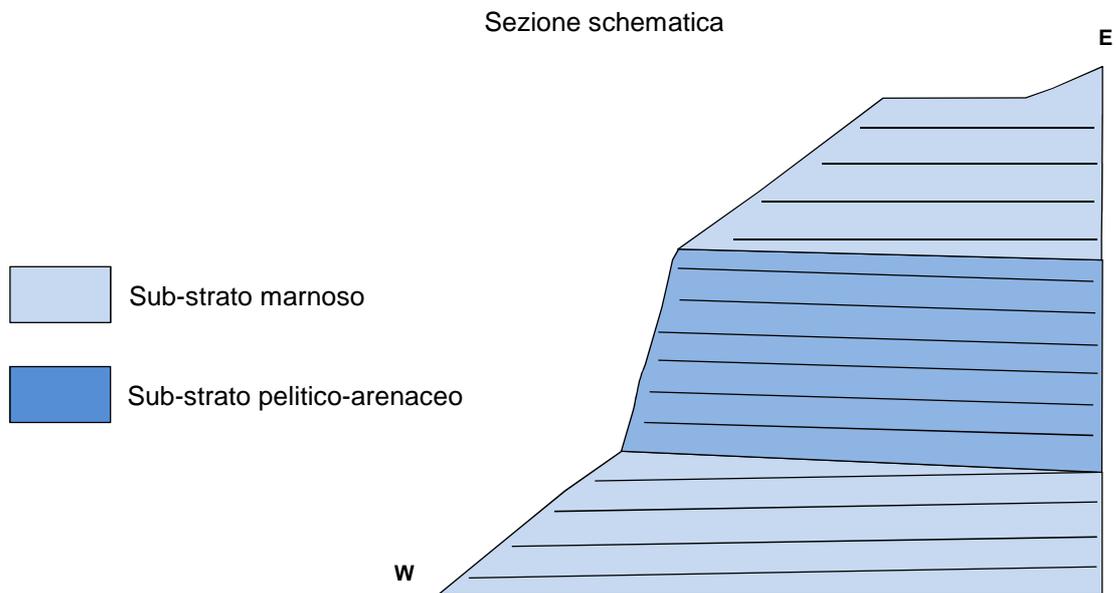
L'area in esame ricade all'interno del Bacino del Cellino costituita da una successione bacinale torbidityca che affiora diffusamente lungo tutto il fronte orientale del Gran Sasso nei settori di raccordo tra il dominio montano e quello collinare. L'unità è costituita prevalentemente da facies pelitiche e/o pelitico-arenacee con intercalati a varie altezze stratigrafiche orizzonti più competenti composti da strati torbidityci arenacei e conglomeratici.

L'associazione pelitico-arenacea è costituita da torbidityti in strati medi e spessi a geometria tabulare, intercalate ad argille marnose stratificate di colore grigio. Gli strati torbidityci presentano sabbia fine o silt grossolano alla base e peliti al tetto e mostrano sempre un'ottima selezione granulometrica verticale.

Le paleocorrenti che hanno alimentato la sedimentazione di tali termini risultano di provenienza settentrionale pertanto si riscontra una diminuzione degli spessori degli orizzonti arenacei procedendo da nord verso sud e in modo discontinuo da est verso ovest. Nell'intero dominio in studio la formazione di substrato spesso è mascherata da una coltre superficiale eluvio-colluviale di spessore variabile in funzione delle condizioni geologiche e morfologiche locali; tali termini sono il prodotto dei processi di alterazione che hanno interessato la formazione di base ad opera degli agenti esogeni.

Nell'area d'interesse si rinvencono i termini pelitico - arenacei.

ASSETTO GEOLOGICO DELL'AREA



Membro arenaceo superiore

5.0 CARATTERI GEOMORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI

Il tratto di versante oggetto d'intervento si colloca in sinistra idrografica dell'invaso artificiale Diga di Penne in prossimità dello sbarramento artificiale ad una quota altimetrica di circa 256 m. s.l.m..

La morfologia della pendice è il risultato di un susseguirsi di cicli erosivi selettivi, funzione della resistenza meccanica delle formazioni litologiche, dell'azione disgregatrice del moto ondoso e dell'azione degli agenti esogeni. Infatti, mentre i litotipi prevalentemente sabbioso – arenacei hanno dato origine a pendii molto acclivi o addirittura sub-verticali, la formazione argilloso – marnosa, meno competente, ha dato origine a versanti a morfologia più dolce.

L'area evidenzia un'attività erosiva particolarmente spinta, la bancata arenacea risulta completamente denudata a meno di una copertura vegetale spontanea nella porzione apicale e pertanto, in concomitanza di eventi particolarmente intensi o a seguito dei cicli erosivi operati dalle acque dell'invaso, genera frane di colamento e di crollo che si accumulano nella fascia basale come "detrito" indifferenziato.

La porzione argillosa risulta fortemente indurita e di aspetto scaglioso, mentre, i termini arenacei, presentano scarpate verticali e intensa fratturazione.

Trattandosi di arenaria tenera, nelle zone in affioramento, è chiaramente visibile l'azione erosiva provocata dagli agenti esogeni con ampi strati completamente erosi e fratture beanti.

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico la formazione pelitico – arenacea, permeabile per fratturazione, ospita solo localmente acquiferi di tipo secondario che talvolta possono assumere una discreta importanza. Nella zona d'interesse l'ammasso roccioso risulta particolarmente "chiuso" e non sono rilevabili emergenze idriche significative.

Le sottostanti argille marnose possono essere considerate come dotate di permeabilità d'insieme molto bassa o, sotto molti aspetti tecnici, trascurabile, tanto da potersi considerare come un orizzonte di sbarramento per le acque di infiltrazione.

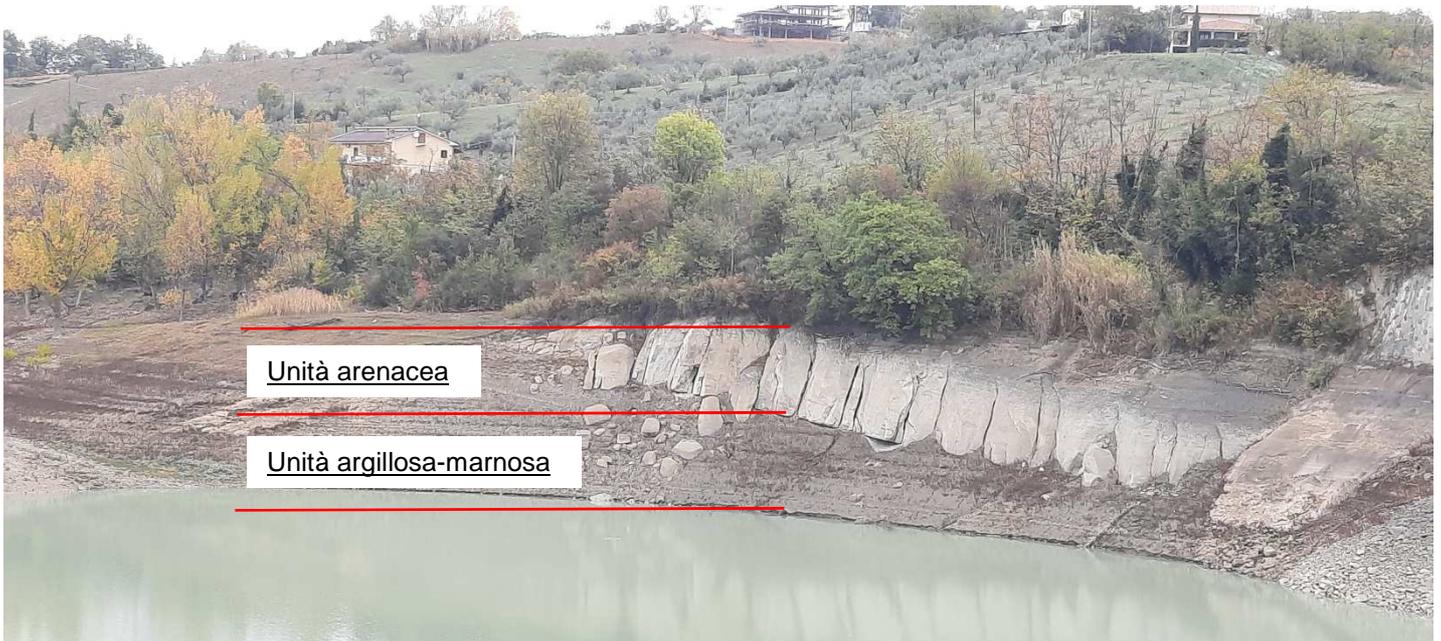
6.0 STATO DEI LUOGHI

I processi morfo evolutivi attivi lungo il settore di versante in esame sono controllati dal quadro fessurativo, la cui giacitura, intersecando il versante, favorisce il distacco di blocchi di dimensioni massime circa 1,5 – 2,0 mc; localmente si rileva lo scivolamento di cunei di roccia di dimensioni anche maggiori dei 2,0 mc.

La bancata arenacea presenta una pendenza elevata quasi sub-verticale e la particolare conformazione geologica, con l'unità argillosa - marnosa alla base e l'unità arenacea al tetto, genera frane di colamento e crollo.



Area interessata dal progetto



In evidenza il bancone arenaceo posto nella parte superiore della pendice

Il rilievo geomorfologico e geomeccanico ha consentito di appurare le cause che generano i crolli della bancata arenacea. L'unità argillosa posta in affioramento alla base dell'unità arenacea, con il susseguirsi di cicli erosivi selettivi legati all'innalzamento e abbassamento dell'invaso, tende inevitabilmente ad assorbire acqua per le sue caratteristiche intrinseche e a colare lungo il versante provocando lo scalzamento al piede dell'unità arenacea superiore.

Quest'ultima presenta una leggera inclinazione a reggipoggio di circa dieci gradi ma elevata fratturazione. La mancanza del sostegno alla base provoca la rottura dell'ammasso in poliedri che inevitabilmente crollano.

I volumi di "roccia" crollati generalmente hanno svariate dimensioni, dai piccoli poliedri fin oltre i due metri cubi, ma in più occasioni si è riscontrato lo scivolamento di cunei di roccia di oltre tre metri cubi.



Massi crollati dalla parete



Massi in precario equilibrio

L'instabilità dell'ammasso arenaceo si ripercuote anche nella parte superiore del versante in corrispondenza della strada comunale con la formazione di lesioni di trazione sul manto asfaltato.



Immediatamente al di sotto della strada comunale si è riscontrata la presenza di un movimento franoso di limitata estensione di tipo scorrimento rotazionale, che investe la porzione più superficiale del terreno costituita da materiale limo sabbioso e da riporto antropico.





Zona di scorrimento e accumulo

Al tetto della bancata arenacea si riversano anche le acque piovane raccolte dalla strada generando erosione selettiva e diffusa che nel lungo periodo provocano lo scalzamento del banco arenaceo.



Aree interessate da erosione selettiva



Pozzetto di raccolte acque

Verso nord, nella zona di chiusura, l'affioramento è ammantato da un esiguo strato di terreno vegetale che a seguito del continuo abbassamento e innalzamento del livello dell'acqua e delle piogge che saturano il terreno, tende a scivolare portando a giorno l'unità arenacea.



Scalinamenti della coltre superficiale

Alla luce dei dati acquisiti gli interventi ritenuti più idonei per la messa in sicurezza dell'area, sono da riferirsi alla realizzazione di spritz-beton, all'impiego di reti corticali, terre armate e regimentazione delle acque in maniera da contrastare la caduta massi e ridurre il rischio di dissesto sull'area.

7.0 FENOMENI D'INSTABILITA'

I fenomeni di instabilità, cui può dare origine la bancata arenacea, sono da riferirsi a rotture per trazione o taglio.

Il distacco per trazione è tipico di strati continui di modesto spessore che danno luogo a mensole più snelle; la rottura avviene più frequentemente lungo giunti non persistenti e meno nel materiale roccioso.

In alcuni casi la rottura può avvenire anche quando il giunto sub-verticale sia ubicato a tergo dell'appoggio della mensola. In questo caso si verifica un ribaltamento della mensola innescato dalla progressiva rottura dell'appoggio costituito da "roccia" fittamente stratificata o da sottile setto, ed è dovuta alla concentrazione degli sforzi sotto il peso degli strati soprastanti.

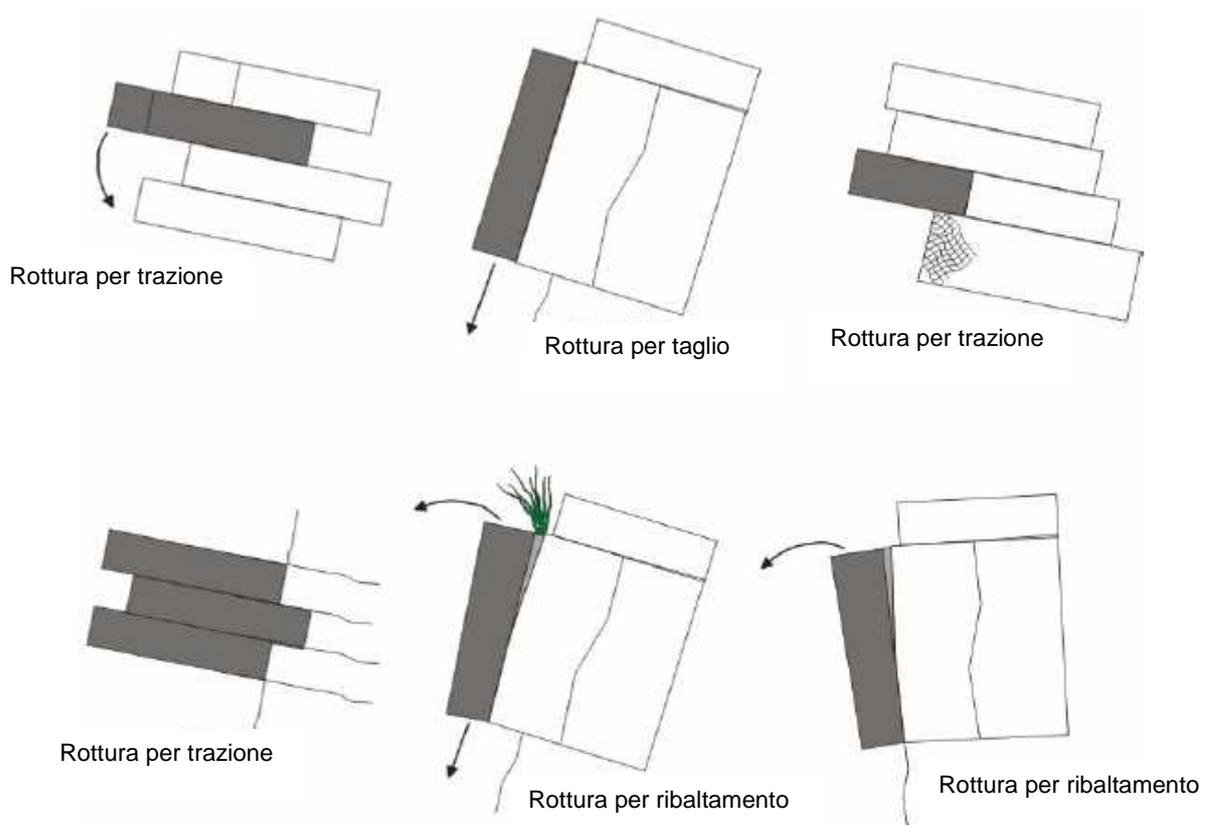
Il distacco per rotture a taglio si verifica in presenza di bancate spesse e mensole più tozze allorchè vi sia una discontinuità sub-parallela al fronte con "ponti" tra le discontinuità di esiguo sviluppo areale.

Di frequente, nelle bancate più potenti interessate da giunti sub-paralleli ravvicinati, si verificano le condizioni di ribaltamento o scivolamento. Il ribaltamento è determinato dalla spinta nella frattura a tergo esercitata da radici, acqua o ghiaccio e dalla riduzione dell'appoggio al piede per rotture localizzate nel materiale roccioso.

In alcuni casi, la persistenza della frattura a tergo, non è tale da isolare completamente i blocchi che rimangono saldati all'ammasso roccioso circostante.

Nell'ammasso roccioso, a causa di discontinuità sub-verticali e parallele al fronte, si innescano fenomeni di instabilità per ribaltamento della massa rocciosa che, isolata

lateralmente e quindi spinta in avanti dai carichi a tergo e dal suo stesso peso, tende a ribaltare.



Schemi dei meccanismi di instabilità

8.0 RILIEVO GEOMECCANICO

Lo studio delle discontinuità presenti sull'ammasso in esame è stato condotto attraverso il rilievo strutturale eseguito secondo alcuni stop in corrispondenza dell'affioramento; l'improvviso rialzo del livello dell'acqua all'interno dell'invaso, a seguito delle recenti piogge, non ha permesso un campionamento diffuso sull'affioramento.

L'affioramento risulta caratterizzato da due sistemi di frattura principali e da ulteriori sistemi minori associati a componenti diverse, non sempre presenti, e con orientazione diversa.

Le intersezioni dei piani delle discontinuità principali delineano la scomposizione dell'ammasso in blocchi e poliedri di diverse forme e dimensioni con una tendenza a generare crolli e ribaltamenti. Nella maggior parte dei casi, trattandosi di arenaria molto fratturata, si rilevano blocchi al limite della stabilità con un equilibrio precario legato esclusivamente alle forze attritive per cui facilmente mobilizzabili in concomitanza di eventi sismici o per fenomeni di crioclastismo.

Di seguito si riporta l'analisi delle stazioni geomeccaniche.

Ubicazione : bancata arenacea situata in sinistra idrografica invaso artificiale lago di Penne in prossimità dello sbarramento.



Tratto di versante interessato dal rilievo geomeccanico

Formazione : Formazione Cellino – membro arenaceo-pelitico – Pliocene inferiore p.p.

Descrizione litologica : l'unità è costituita da strati torbiditici arenaceo-pelitici di notevole spessore.

Descrizione qualitativa dello stop : il rilievo è stato effettuato in corrispondenza dell'affioramento. Il substrato risulta ben esposto. La formazione risulta fratturata e/o molto fratturata e in corrispondenza delle intersezioni dei piani di discontinuità risulta frammentata con sistemi di fratturazione che scompongono l'ammasso in poliedri decimetrici e metrici che si staccano in seguito a processi di degradazione crio e termoclastici; l'equilibrio per mutuo incastro li rende particolarmente vulnerabili in concomitanza di eventi sismici e/o fenomeni di crioclastismo che riducono le forze attrittive.

Assetto strutturale: L'assetto geostrutturale è definito da due principali sistemi di discontinuità. I piani delle discontinuità presentano una dispersione dei valori giacitureali moderata.

Caratteristiche geomeccaniche: Le discontinuità relative ai due sistemi di fratturazione principali non risultano confinate all'interno degli strati ma si sviluppano su tutto l'affioramento con un'alta persistenza. Nei sistemi di fratturazione secondaria risultano subpersistenti o non persistenti in quanto tendono ad interrompersi in corrispondenza di alcuni piani del sistema principale e favoriscono la scomposizione dell'ammasso in blocchi. Nei sistemi di frattura minori è stata osservata una persistenza bassa con sviluppi areali contenuti tra i piani dei sistemi di discontinuità principali, la loro frequenza risulta più elevata in corrispondenza delle intersezione dei piani dei sistemi principali e secondari dove favoriscono la scomposizione dell'ammasso in poliedri in prossimità dei piani delle discontinuità primarie.

Nelle porzioni più cementate i piani risultano netti e chiusi, a lembi combacianti, mentre, nelle fasce più frammentate, risultano discontinue, con discontinuità aperte e spesso con materiale di riempimento dove attecchiscono essenze vegetali.

Resistenza roccia: le prove di carico puntuali eseguite in sito sugli affioramenti con lo sclerometro da roccia evidenziano valori compresi tra 16 – 22 MPa.

R.Q.D (Rock Quality Designation): Il valore di RQD risulta compreso in un range 0 - 25% (fonte bibliografica).

Spaziatura dei giunti: sulla base delle disposizioni ed orientazioni dei sistemi di discontinuità rilevati negli stop geomeccanici, le discontinuità risultano larghe e in prossimità delle intersezioni tra le discontinuità molto strette (spaziatura 2 - 0.06 m).

Condizione dei giunti: i profili di regolarità risultanti dei vari piani di discontinuità di fessurazione principali corrispondono a valori di JRC 3 con superfici poco scabre.

Condizioni idrauliche: le osservazioni svolte in corso di rilevamento permettono di definire l'ammasso sostanzialmente asciutto, localmente interessato da fenomeni di umidità.

9.0 SUSCETTIBILITA' ALLE AZIONI SISMICHE

La particolare conformazione morfologica del versante e lo stato di frammentazione dell'ammasso arenaceo possono rendere il sito sensibile agli shock sismici.

Lo scuotimento sismico favorisce il distacco reciproco dei poliedri di roccia diminuendo i punti di contatto, l'incastro e l'attrito, provocando così un crollo improvviso delle parti di roccia meno stabili.

La suscettibilità alle azioni sismiche è stata valutata con il metodo di Harp & Noble (1993) considerando eventi con magnitudo > 5.

Il metodo si basa sulla classificazione degli ammassi rocciosi di Barton, definendo un valore di Q modificato secondo la seguente relazione:

$$Q = (115-3) J_v/J_n \times J_r/J_a \times 1/AF$$

Dove:

J_v è il numero di giunti per m^3 ;

J_n , J_r , J_a sono calcolati come da classificazione di Barton;

AF è un fattore d'apertura delle discontinuità che prende valori da 1,0 con giunti chiusi, a 15,0 con giunti aperti > di 20 cm.

Nella classificazione di Barton l'indice J_n (Joint set number) dipende dal numero di famiglie dei giunti presenti nell'ammasso. Nel nostro caso sull'ammasso si rilevano due famiglie principali più famiglie random cui corrisponde un valore dell'indice di 9.

L'indice J_r (Joint roughness number) dipende dalla rugosità della famiglia più sfavorevole. Per l'ammasso in esame, cautelativamente, si è assunto un valore di 1.

L'indice J_a (Joint alteration number) dipende dal grado di alterazione delle fratture, dallo spessore e natura del materiale di riempimento definito sulla famiglia di discontinuità più sfavorevole. Cautelativamente si è considerata la condizione più sfavorevole a vantaggio della sicurezza, per cui si è assunto un valore dell'indice pari a 3.

Nelle porzioni frammentate, esposte a fenomeni di crollo per processi di degradazione l'indice J_v è pari a 10.

Il fattore di apertura AF è stato assunto pari a 5,0.

Sostituendo gli indici nella formula si ottiene un valore di Q pari a :

$$Q = (115 - 3) 10/9 \times 1/3 \times 1/5 = 8,30$$

Dalla tabella sottostante proposta degli autori risulta una **media suscettibilità** al crollo per eventi sismici di magnitudo maggiore di 5.

Q	SUSCETTIBILITA' AL CROLLO PER EVENTO SISMICO DI MAGNITUDO > 5
< 0,1	Molto alta
0,1 – 1,1	Alta
1 – 9,99	Media
> 10	Bassa

10.0 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO E PARAMETRI GEOTECNICI

I criteri di classificazione utilizzati si basano sull'esame di alcuni parametri caratteristici scelti in modo da fornire un giudizio il più possibile completo sulle qualità globali dell'ammasso.

Fra i diversi metodi conosciuti si sono considerati quelli di “Bieniawskij” e “Hoek e Brown”, che permettono di formulare un giudizio non solo qualitativo ma anche quantitativo sulle caratteristiche globali dell'ammasso roccioso.

Metodo di “Bieniawskij”

Il sistema di classificazione geomeccanica RMR viene proposto da Bieniawski (1978-1989) e consiste nell'assegnazione di un punteggio all'ammasso roccioso sulla base di sei parametri:

- Resistenza a compressione monoassiale;
- Indice RQD;
- Spaziatura delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità con particolare riferimento alla loro apertura, alla scabrezza e alla presenza o meno di materiali di riempimento;
- Condizioni idrauliche;
- Giacitura delle discontinuità.

Ciascun parametro viene valutato in maniera quantitativa con l'assegnazione di un “rating”; la somma dei vari punteggi fornisce a sua volta il Basic Rock Mass Rating. Per applicare la classificazione RMR si divide l'ammasso roccioso in zone o tratti che presentano caratteristiche geologiche più o meno uniformi, in coerenza con le osservazioni di campagna, nelle quali vengono raccolti i dati nonché effettuate le misure riferite alle proprietà e caratteristiche della matrice rocciosa e delle discontinuità. Una volta ottenuti i punteggi che risultano dall'applicazione dei cinque parametri della

classificazione, si effettua la correzione per l'orientazione delle discontinuità e si ottiene il valore numerico con il quale si classifica l'ammasso roccioso.

- **Resistenza a compressione monoassiale (A1):** intesa come resistenza unitaria, può essere determinata con la prova di carico puntuale (load point) o dalla compressione uniassiale su provini.

Nel nostro caso si è fatto riferimento alle misure con lo sclerometro eseguite sui fronti in affioramento.

<i>Resistenza della matrice rocciosa (MPa)</i>	<i>Point Load Test</i>	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	/	/	/
	<i>Compressione semplice</i>	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
Punteggio		15	12	7	4	2	1	0

Punteggi attribuibili al parametro A1 della classificazione di Bieniawski

R.Q.D (Rock Quality Designation) (A2): questo indice, proposto da Deere (1964), prevede la determinazione del recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm in una battuta di perforazione di 150 cm. L'RQD viene quindi calcolato come $(\Sigma \text{spezzoni carota} > 10 \text{ cm} / \text{lunghezza perforata}) \times 100$.

Di seguito viene riportata la qualità della roccia in funzione dell'indice RQD.

<i>RQD (%)</i>	100 - 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	< 25
Punteggio	20	17	13	6	3

Punteggi attribuibili al parametro A2 della classificazione di Bieniawski

- **Spaziatura delle discontinuità (A3):** questo indice prevede la determinazione del numero di discontinuità comprese in una lunghezza unitaria, o inversamente la distanza che intercorre fra una frattura e la successiva indipendentemente dal sistema di appartenenza.

<i>Spaziatura delle discontinuità (m)</i>	> 2	2 - 0.6	0.6 - 0.2	0.2 - 0.06	< 0.06
Punteggio	20	15	10	8	5

Punteggi attribuibili al parametro A3 della classificazione di Bieniawski

- **Condizione delle discontinuità (A4):** l'analisi dei giunti tiene conto contemporaneamente della geometria del giunto, della sua scabrezza e rugosità, dell'apertura del giunto, ovvero della distanza tra i lembi e dell'eventuale riempimento.

La scabrezza è stata valutata mediante il rilievo del profilo del giunto e successivamente confrontato con profili di scabrezza tipici elaborati da Barton.

<i>Condizioni delle discontinuità</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
	Punteggio	6	4	2	1	0
	<i>Apertura (mm)</i>	Chiusa	0.1	0.1 - 1	1 - 5	> 5
	Punteggio	6	5	3	1	0
	<i>Scabrezza (-)</i>	Molto scabre	Scabre	Poco scabre	Ondulate	Lisce
	Punteggio	6	5	3	1	0
	<i>Riempimento (-)</i>	Assente	Compatto < 5 mm	Compatto > 5 mm	Soffice < 5 mm	Soffice > 5 mm
	Punteggio	6	4	2	2	0
	<i>Alterazione (-)</i>	Non alterate	Poco alterate	Mediamente alterate	Molto alterate	Decomposte
	Punteggio	6	5	3	1	0

Punteggi attribuibili al parametro A4 della classificazione di Bieniawski

- **Condizioni idrauliche (A5):** è un indice che tiene conto della presenza o meno di acqua nell'ammasso e del suo stato.

<i>Condizioni idrauliche (-)</i>	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli venute	Forti venute
Punteggio	15	10	7	4	0

Punteggi attribuibili al parametro A5 della classificazione di Bieniawski

Ad ognuno di questi parametri corrisponde un valore che inserito in una classe di appartenenza compete un proprio indice.

Classe	RMR (%)	Qualità
1	100 – 81	Molto buona
2	80 – 61	Buona
3	60 – 41	Discreta
4	40 – 21	Scadente
5	< 20	Pessima

- Classificazione geomeccanica CSIR per gli ammassi rocciosi (Bieniawski, 1975)

Dalla sommatoria degli indici scaturisce l'RMR (Rock Mass Rating) che a sua volta corrisponde ad una classe di valori discendenti, dalla "I", definita "Molto Buona", alla "V" definita "Pessima".

Nel nostro caso si ottiene (Bieniawski, RMR)

1) Resistenza roccia intatta	2
2) RQD	6
3) Spaziatura delle discontinuità	15
4) Condizione delle discontinuità	2,4
5) Condizioni idrauliche	15

R.M.R.	40,4

L'RMR 40,4 corrisponde alla **classe III "discreta"**.

In base alla classificazione sopra riportata è possibile assegnare un valore stimato della coesione e dell'angolo di attrito dell'ammasso arenaceo.

Classe	RMR	c (kg/cmq)	φ (°)
I - Molto Buona	100 – 81	> 4	> 45
II - Buona	80 – 61	3 ÷ 4	35 : 45
III - Discreta	60 – 41	2 ÷ 3	25 : 35
IV - Scadente	40 – 21	1 ÷ 2	15 : 25
V - Pessima	< 20	< 1	< 15

- Stima della coesione c e dell'angolo di attrito ϕ di un ammasso roccioso in base alla classifica CSIR.

Per la stima della resistenza dell'ammasso si è utilizzato un'ulteriore metodo proposto da Hoek e Brown mediante l'utilizzo del software RocLab.

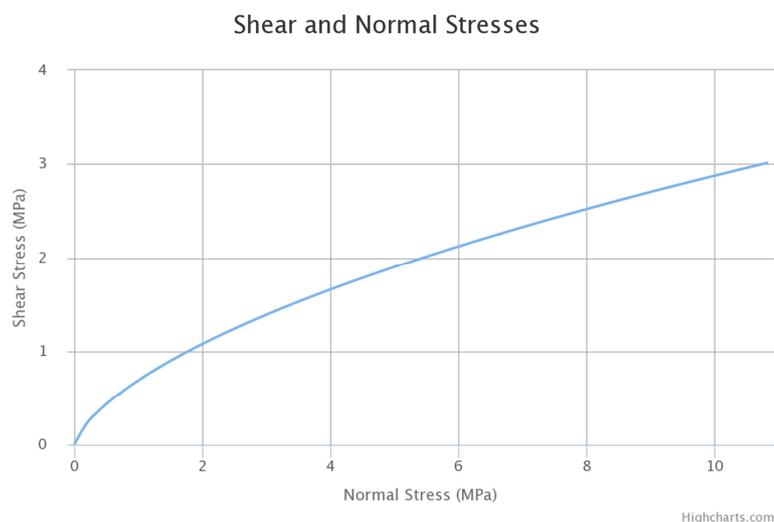
RocLab permette di ottenere le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso partendo dalla stima di alcuni parametri:

- la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta (c_i);
- la costante m_i , legata alla proprietà di attrito della roccia;
- l'indice GSI;
- il fattore di disturbo (D);
- il modulo di Young (E_i).

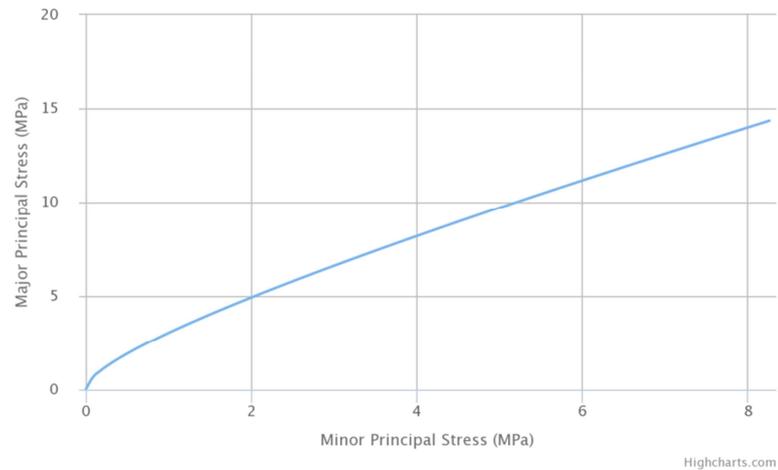
Queste proprietà di base dovrebbero essere determinate da prove di laboratorio, come descritto da Hoek e Brown (1997) ma, in molti casi, ciò non risulta possibile e pertanto, per soddisfare questa esigenza, vengono utilizzate tabelle che permettono di stimare i valori di questi parametri.

La definizione dell'indice GSI è basata su una valutazione della struttura, della litologia e delle condizioni delle superfici di discontinuità nella massa rocciosa la cui stima può essere effettuata tramite esame visivo della roccia affiorante.

L'assegnazione dei parametri sopra descritti permette di ottenere una stima delle proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso come di seguito riportato.



Major and Minor Principal Stresses



I risultati ottenuti sono di seguito riportati.

Input Parameters
 Intact Uni. Comp. Strength (σ_{ci})=15 MPa
 GSI=35, $m_i=7$, Disturbance Factor (D)=0.5
 Intact Elastic Modulus (E_i)=5625 MPa
Hoek-Brown Criterion
 $m_b=0.3168$, $s=0.0002$, $a=0.5159$

Mohr-Coulomb Fit
 Cohesion (c)=0.5791 MPa, Friction Angle (ϕ)=13.81 deg.
Rock Mass Parameters
 Tensile strength (σ_{gt})=-0.0082 MPa
 Uni. Comp. Strength (σ_{gc})=0.1714 MPa
 Global Strength (σ_{gcm})=1.0374 MPa
 Modulus of Deformation (E_{rm})=321.42 MPa

11.0 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità è stata eseguita su una sezione rappresentativa del pendio considerando l'area oggetto d'intervento ed un intorno significativo del versante. I parametri di calcolo sono stati assunti sulla base del rilevamento geomeccanico dell'ammasso arenaceo e dai dati provenienti da un precedente studio eseguito sull'area e messo a disposizione dello scrivente dal consorzio di bonifica.

L'analisi di stabilità di un pendio, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consiste nella stima di un coefficiente di sicurezza (F_s) alla traslazione e/o rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta. Il coefficiente di sicurezza globale di un pendio è calcolato attraverso il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana (par. 6.3.4 NTC 2018).

Per applicare le equazioni della statica al problema di stabilità di un pendio devono essere verificate le seguenti condizioni:

- la verifica va effettuata su una striscia di versante di larghezza unitaria, trascurando l'interazione laterale tra tale striscia ed il terreno contiguo;
- la resistenza al taglio deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb: $T_{max} = c + \gamma h \operatorname{tg}\phi$;
- deve aversi una distribuzione omogenea delle forze agenti sulla superficie potenziale di rottura; questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto dall'impossibilità che sia verificata quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità.

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

Ciò può essere risolto introducendo alcune ipotesi semplificatrici riguardo la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

La verifica riportata in allegato alla presente relazione è stata eseguita utilizzando il metodo di Morgenstern e Price per le superfici potenziali di scivolamento.

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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

$$= \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

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

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

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

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma.

Nell'approccio alla verifica di stabilità si è ragionato sul metodo più opportuno da adottare per avvicinare il più possibile il metodo di analisi alla tipologia del versante.

Non potendo definire una superficie di scorrimento certa, desunta dalle evidenze di campagna e in considerazione delle litologie coinvolte nell'analisi, si è deciso di attuare un'analisi statistica con superfici di forma cilindrica, in maniera da verificare il coefficiente di sicurezza lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili e in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponda il grado di sicurezza più basso.

Le verifiche eseguite hanno evidenziato un sostanziale equilibrio del tratto di versante preso in considerazione con valori del fattore di sicurezza sufficientemente verificati.

In allegato si riporta la relazione con il modello di calcolo adottato, i parametri geotecnici e sismici.

12.0 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

L'azione sismica sui manufatti è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta elastica che va riferita e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Le azioni sismiche di progetto si definiscono in base alla pericolosità sismica del sito di costruzione e si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste sono definite su sito di riferimento rigido orizzontale in funzione dei tre parametri:

- a_g - accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/sec), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Pertanto, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

La pericolosità sismica del sito è identificata con la probabilità (probabilità di superamento) che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento), si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato, determinato in base ai dati forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Le caratteristiche del moto sismico sono date, come riportato precedentemente, dall'accelerazione massima al sito (a_g) e dal corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione (F_0 e T_c), definiti di seguito.

Riferendosi alle prestazioni del manufatto nel suo complesso vengono individuati gli stati limite, sia d'esercizio (stato limite di operatività e di danno), sia ultimi (stato limite di salvaguardia della vita e di prevenzione del collasso) nei confronti delle azioni sismiche.

Sito in esame:

latitudine: 42,442392

longitudine: 13,914504

Classe d'uso: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1ID: 26091 Lat: 42,4343 Lon: 13,8967 Distanza: 1719,728

Sito 2ID: 26092 Lat: 42,4340 Lon: 13,9644 Distanza: 4197,480

Sito 3ID: 25870 Lat: 42,4840 Lon: 13,9648 Distanza: 6198,458

Sito 4ID: 25869 Lat: 42,4843 Lon: 13,8970 Distanza: 4872,963

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75 anni

Coefficiente c_u : 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81%

Tr: 45 [anni]

ag: 0,070 g

Fo: 2,442

Tc*: 0,293 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,087 g

Fo: 2,442

Tc*: 0,313 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]

ag: 0,210 g

Fo: 2,507

Tc*: 0,357 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 1462 [anni]

ag: 0,268 g

Fo: 2,542

Tc*: 0,367 [s]

ag - accelerazione orizzontale massima al suolo

Fo - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in acceleraz. Orizzontale

T*c - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coefficienti sismici

SLO	SLD
Ss: 1,200	Ss: 1,200
Cc: 1,410	Cc: 1,390
St: 1,000	St: 1,000
Kh: 0,017	Kh: 0,021
Kv: 0,008	Kv: 0,010
Amax: 0,824	Amax: 1,028
Beta: 0,200	Beta: 0,200
SLV	SLC
Ss: 1,190	Ss: 1,130
Cc: 1,350	Cc: 1,340
St: 1,000	St: 1,000
Kh: 0,070	Kh: 0,085
Kv: 0,035	Kv: 0,042
Amax: 2,453	Amax: 2,973
Beta: 0,280	Beta: 0,280



Punto sulla mappa

I caratteri del moto sismico, in un determinato sito, dipendono sostanzialmente da tre fattori: il meccanismo focale del terremoto, la trasmissione delle onde dall'epicentro al sito con relative trasformazioni e attenuazioni, la trasmissione del segnale sismico da una formazione rocciosa di base (bedrock) alla superficie attraverso le stratificazioni di terreni sciolti che ricoprono il bedrock.

Schematizzando il problema, la risposta sismica locale si riferisce alle caratteristiche del moto sismico in fase di affioramento in superficie, modificato in relazione alle proprietà geotecniche dei terreni attraversati e delle condizioni morfologiche del sito.

Le situazioni geologiche più pericolose, per gli effetti amplificativi, sono rappresentate da depositi di fondovalle (con spessori superiori a 5 m) costituiti da terreni dotati di caratteristiche meccaniche nettamente più scadenti rispetto ai materiali del substrato e da irregolarità topografiche (sommità dei rilievi collinari, creste, promontori, ecc..) soprattutto se interessati da importanti discontinuità litologiche e strutturali.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismotettonica dell'area ci si è avvalsi della zonizzazione sismogenetica (ZS) del territorio nazionale prodotto dall'Istituto di

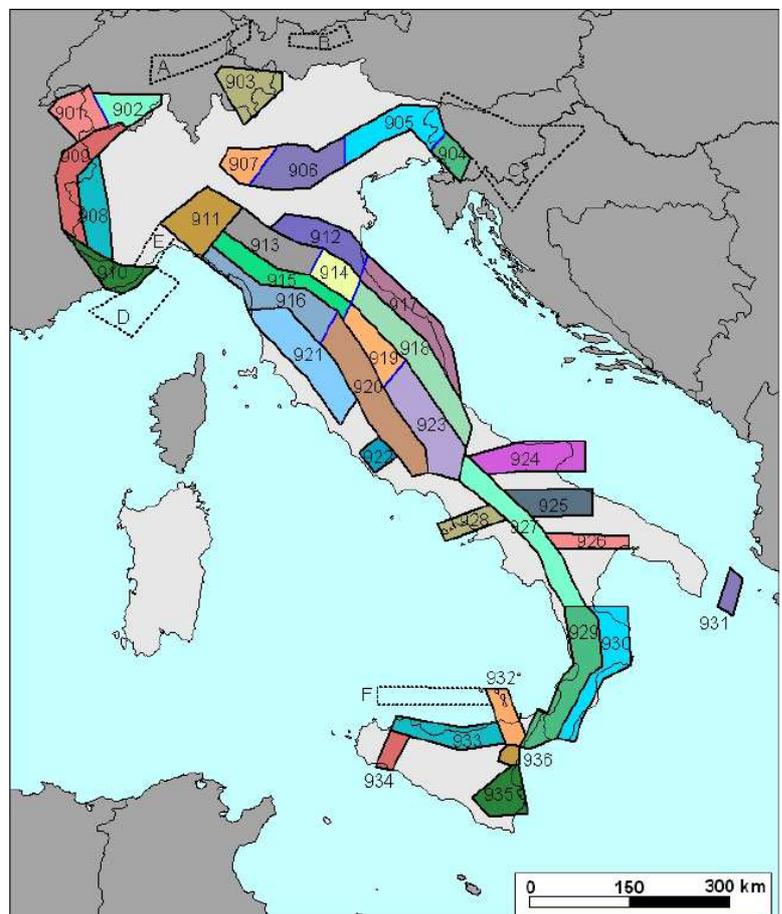
Geofisica e Vulcanologia che tiene conto dell'analisi cinematica degli elementi geologici, cenozoici e quaternari coinvolti nella dinamica delle strutture litosferiche profonde e della crosta superficiale.

Per il reperimento dei dati relativi alla sismicità osservata è stato considerato il catalogo storico contenente 2.488 eventi degli ultimi 1.000 anni con intensità epicentrali maggiore o uguale al V – VI grado MCS la cui magnitudo è maggiore o uguale a 4.

Il territorio nazionale risulta suddiviso in 36 Macrozone e il territorio comunale di Penne ricade all'interno della Zona Sismogenetica 918.

In questa fascia si verificano terremoti prevalentemente compressivi nella porzione nord – occidentale e probabilmente distensivi nella porzione più sud - orientale; si possono altresì avere meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture.

L'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo. Le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra i 12 e i 20 km con profondità efficace di 13 km.



Zonizzazione sismogenetica

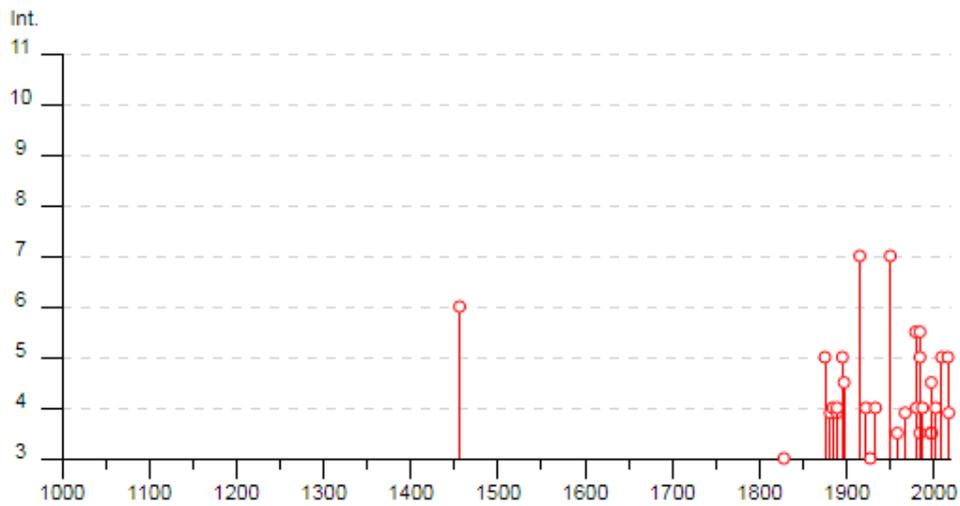
Alla zona 918 sono da riferire alcune sorgenti “silenti” (es. M.ti della Laga, Campo Imperatore) legate a fagliazione normale. Studi paleosismici suggeriscono, sulla base della lunghezza della rottura di superficie, magnitudo stimate tra 6.5 e 7.0 (Galadini e

Galli, 2000). Di seguito si riportano i dati storici degli eventi sismici che hanno interessato il Comune di Penne:

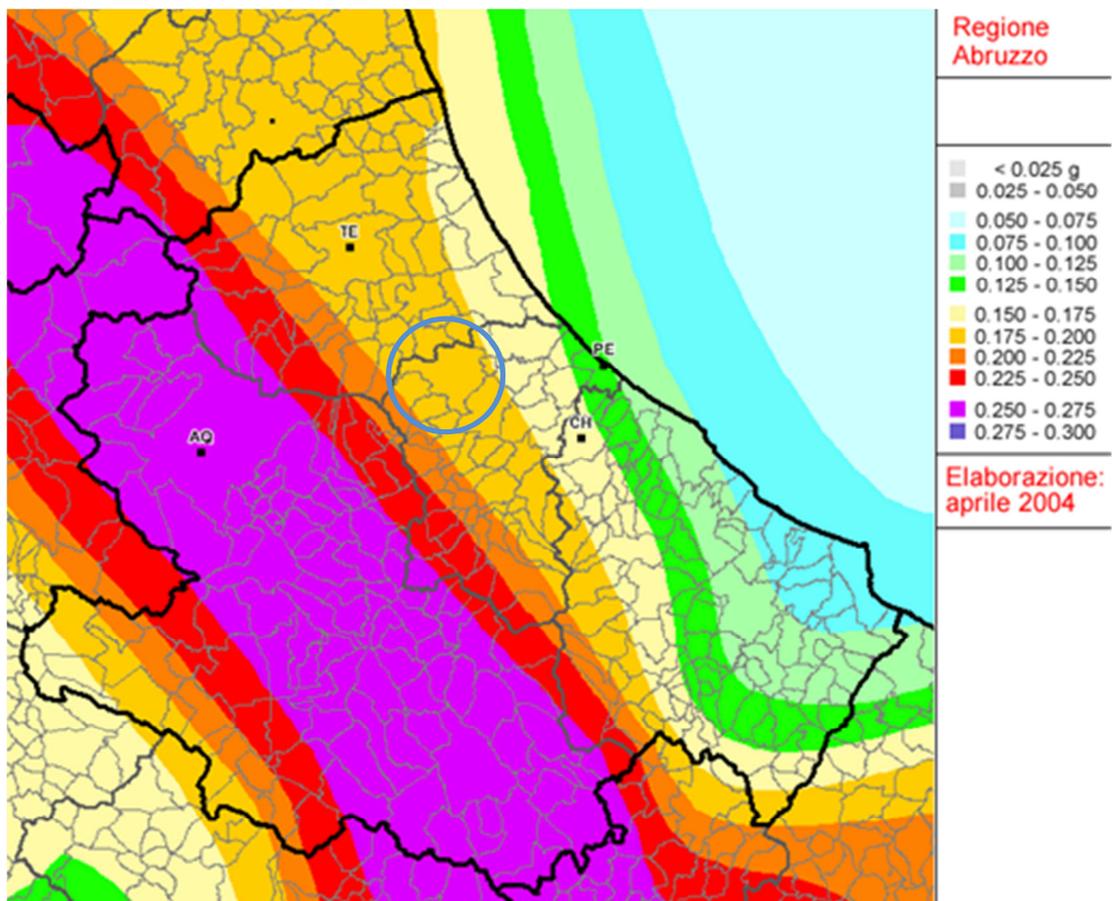
Penne

PlaceID	IT_57354
Coordinate (lat, lon)	42.457, 13.928
Comune (ISTAT 2015)	Penne
Provincia	Pescara
Regione	Abruzzo
Numero di eventi riportati	37

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
6	1456	12	05				Appennino centro-meridionale	199	11	7.19
3	1828	04	11	22	25		Appennino umbro-marchigiano	22	5-6	4.93
2	1875	03	17	23	51		Costa romagnola	144	8	5.74
5	1875	12	06				Gargano	97	8	5.86
F	1881	09	10	07			Chietino	43	7-8	5.41
4	1884	01	10				Atri	12	5-6	4.63
F	1889	11	28	19	10		Monti Sibillini	10	4-5	4.19
4	1889	12	08				Gargano	122	7	5.47
5	1895	08	09	17	38	20	Adriatico centrale	103	6	5.11
4-5	1897	04	27	02	17	50	Maiella	27	5	4.21
NF	1911	05	28	13	52		Aquilano	9	5	4.16
7	1915	01	13	06	52	43	Marsica	1041	11	7.08
2	1916	11	16	06	35		Alto Reatino	40	8	5.50
4	1922	12	29	12	22	06	Val Roveto	119	6-7	5.24
3	1927	10	11	14	45	08	Marsica	81	7	5.20
4	1933	09	26	03	33	29	Maiella	325	9	5.90
NF	1938	08	12	02	28	33	Appennino laziale-abruzzese	55	5-6	4.56
7	1950	09	05	04	08		Gran Sasso	386	8	5.69
2	1951	01	16	01	11		Gargano	73	7	5.22
3-4	1958	06	24	06	07		Aquilano	222	7	5.04
F	1967	12	03	21	29	59	Aquilano	32	5	4.37
2	1969	09	26	23	40	39	Teramano	97	5	4.39
5-6	1979	09	19	21	35	37	Valnerina	694	8-9	5.83
4	1980	11	23	18	34	52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
3-4	1984	04	29	05	02	59	Umbria settentrionale	709	7	5.62
5-6	1984	05	07	17	50		Monti della Meta	911	8	5.86
5	1984	05	11	10	41	4	Monti della Meta	342	7	5.47
4	1987	07	03	10	21	5	Costa Marchigiana	359	7	5.06
NF	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375		5.77
NF	1992	07	16	05	38	5	Chietino	107	5-6	4.22
3-4	1997	09	26	00	33	1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
3-4	1997	09	26	09	40	0	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
3-4	1997	10	03	08	55	2	Appennino umbro-marchigiano	490		5.22
4-5	1997	10	14	15	23	1	Valnerina	786		5.62
4	2002	11	01	15	09	0	Molise	638	7	5.72
NF	2004	12	09	02	44	2	Teramano	213	5	4.09
5	2009	04	06	01	32	0	Aquilano	316	9-10	6.29
5	2016	08	24	01	36	32	Monti della Laga	221	10	6.18
F	2017	01	18	10	14	9	Aquilano	280		5.70



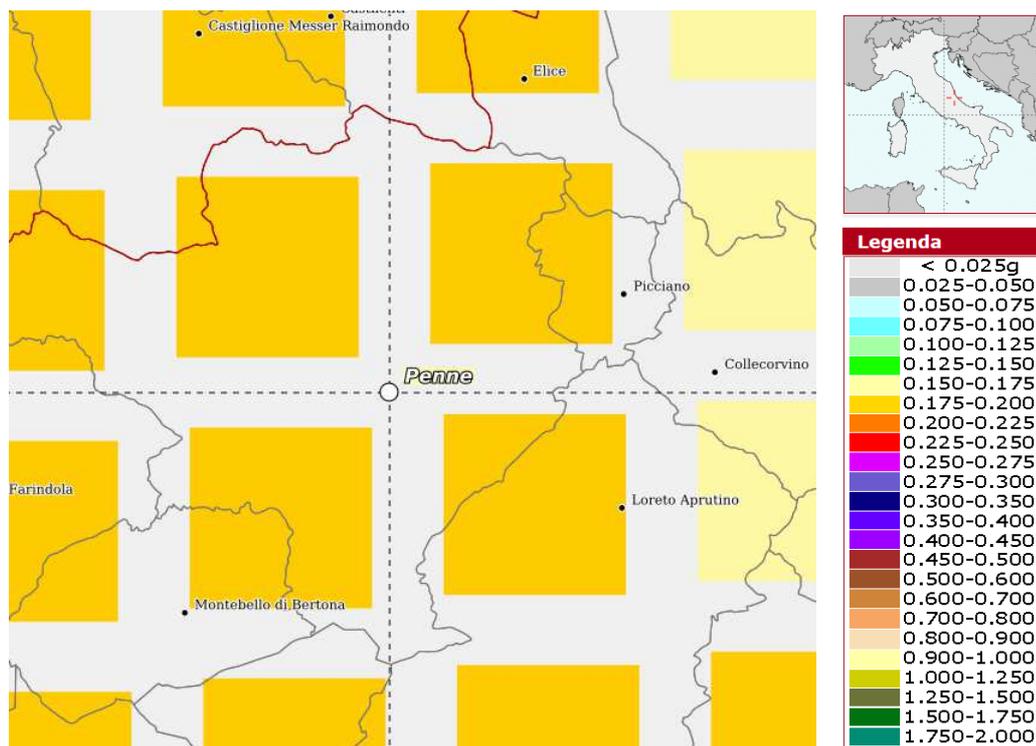
Il grafico tempo/intensità sopra riportato per la storia sismica di Penne riporta gli eventi dal 1456 al 2017 e pertanto risulta esaustivo.



PGA (g) con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni).

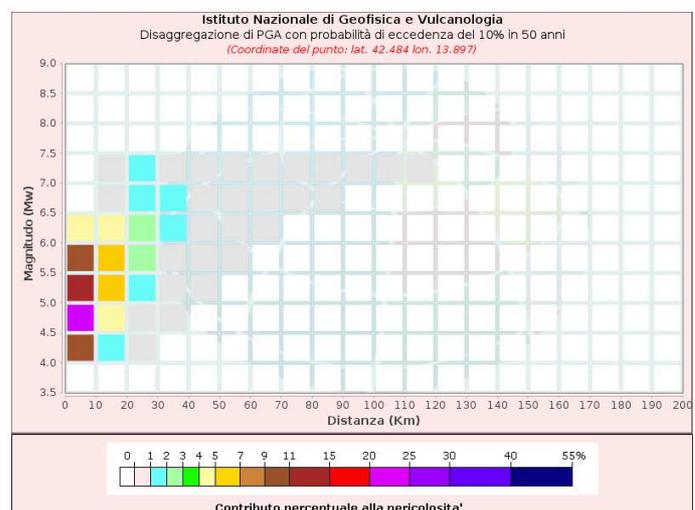
Dalla mappa sopra riportata è possibile estrapolare l'accelerazione di picco attesa per il territorio comunale di Penne pari a 0,175 – 0,200 g.

Le mappe interattive di pericolosità sismica consentono, oltre alla visualizzazione spaziale dei dati riportati nella tabella posta in alto, di avere informazioni sui dati disaggregati di pericolosità sismica.



Mapa dello scuotimento atteso in termini di accelerazione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (tempo di ritorno pari a 475 anni)

La tabella a latere e quella sottostante riporta la pericolosità per coppie di valori di Magnitudo e Distanza epicentrale.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 42.484 lon. 13.897)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0- 4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5- 6.0	6.0- 6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	9.3500	20.5000	14.8000	9.1200	4.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	1.1300	4.6700	6.5100	6.8400	4.9300	0.8300	0.4340	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0022	0.2280	1.2900	2.5900	2.8100	1.8500	1.1600	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0002	0.0617	0.5680	1.0900	1.1600	0.8940	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0638	0.3800	0.6370	0.5890	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0034	0.0849	0.3200	0.3640	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0059	0.1340	0.2080	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0299	0.0838	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0041	0.0326	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0093	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0027	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

La massima probabilità, pari al 20,5%, si ha per magnitudo compresa tra 4,5 e 5,0 e distanza epicentrale inferiore a 10 km, mentre percentuali superiori al 9% si hanno per magnitudo comprese tra 4,0 e 6,0 e distanza sempre inferiore a 10 km.

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.4	11.8	0.914

Gli stessi grafici sopra riportati forniscono quali valori medi attesi una magnitudo di 5.4 ed una distanza di 11.8 km.

12.1 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

Per la caratterizzazione dinamica del sottosuolo si è fatto riferimento alle indagini geofisiche pregresse realizzate sull'area.

Le risultanze indicano un suolo di categoria **B** con velocità delle onde Vs pari a 397 m/s

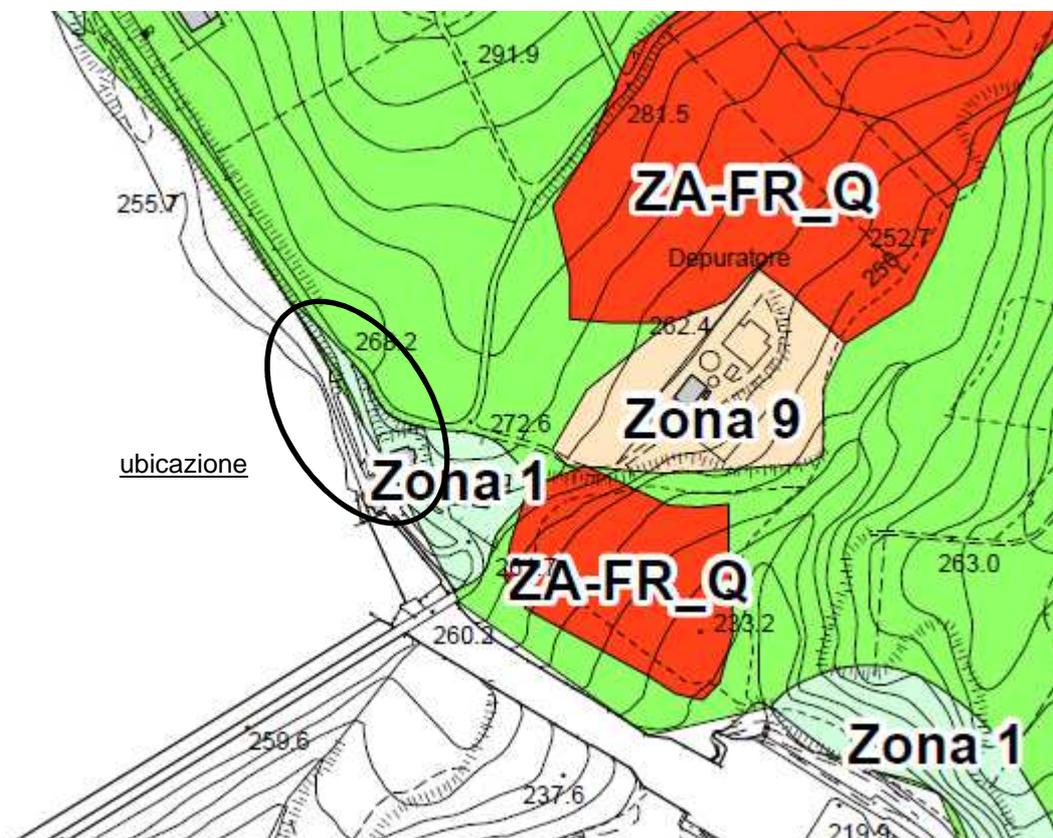
Il coefficiente topografico può essere assunto pari a **T1**.

13.0 MICROZONAZIONE SISMICA DI LIVELLO 1

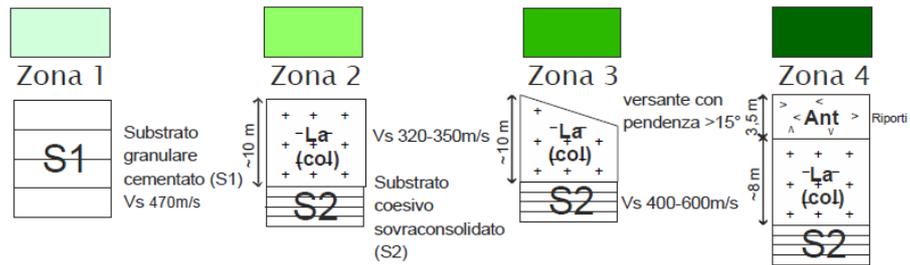
I dati attinenti la microzonazione sismica del territorio comunale sono stati reperiti dallo studio realizzato dall'Amministrazione Comunale di Penne nell'ambito del progetto "attività di prevenzione del rischio sismico – Microzonazione Sismica del territorio regionale – progetto cofinanziato con fondi comunitari POR-FESR Abruzzo 2007 – 2013, Asse IV – Attività IV.3.1.”.

Per Microzonazione Sismica si intende la “valutazione della pericolosità sismica locale attraverso l'individuazione di zone del territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo”. In sostanza, uno studio di Microzonazione Sismica ha dunque la finalità di riconoscere, ad una scala sufficientemente grande, le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso o produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture.

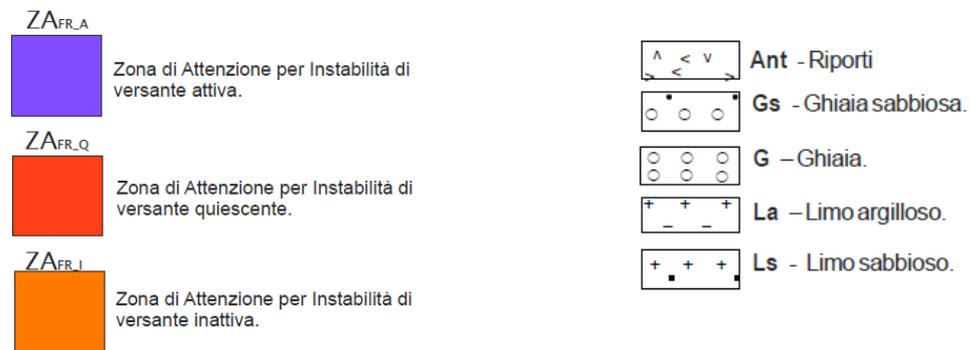
Di seguito si riporta uno stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per l'area d'interesse.



Zone Stabili Suscettibili di Amplicazioni



Zone Suscettibili di Instabilità



L'area in oggetto appartiene alla Zona 1.

13.0 CONCLUSIONI

Nella presente relazione si è dato conto di uno studio geologico e di un rilievo geomeccanico eseguito su incarico del CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO Bacino Saline – Pescara – Alento - Foro, a supporto del progetto: INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO E RIDUZIONE DEL RISCHIO DISSESTO SPONDE DIGA DI PENNE - II° LOTTO DI COMPLETAMENTO - III[^] ANNUALITA'.

La finalità dello studio è stata quella di ricercare gli elementi geomorfologici che determinano la pericolosità dell'area, la successione stratigrafica locale e definire la qualità dell'ammasso arenaceo. A tal fine oltre a realizzare un rilievo geologico e geomorfologico di superficie è stato eseguito lo studio geomeccanico dell'ammasso arenaceo per fornire al progettista gli elementi necessari per la progettazione delle opere atte a contrastare e/o mitigare i dissesti presenti sul versante.

L'invaso artificiale Diga di Penne si colloca a sud-ovest dell'abitato, in C.da Colle Formica, in corrispondenza di un'ampia depressione all'interno della quale convergono il Torrente Gallero e il Fiume Tavo.

La morfologia della pendice è il risultato di un susseguirsi di cicli erosivi selettivi, funzione della resistenza meccanica delle formazioni litologiche, dell'azione disgregatrice del moto ondoso e dell'azione degli agenti esogeni.

I processi morfo evolutivi attivi lungo il settore di versante esaminato sono controllati dal quadro fessurativo, la cui giacitura, intersecando il versante in esame, favorisce il distacco di blocchi di svariate dimensioni.

La bancata arenacea presenta una pendenza elevata quasi sub-verticale e la particolare conformazione geologica, con l'unità argillosa - marnosa alla base e l'unità arenacea al tetto, genera frane di colamento e crollo.

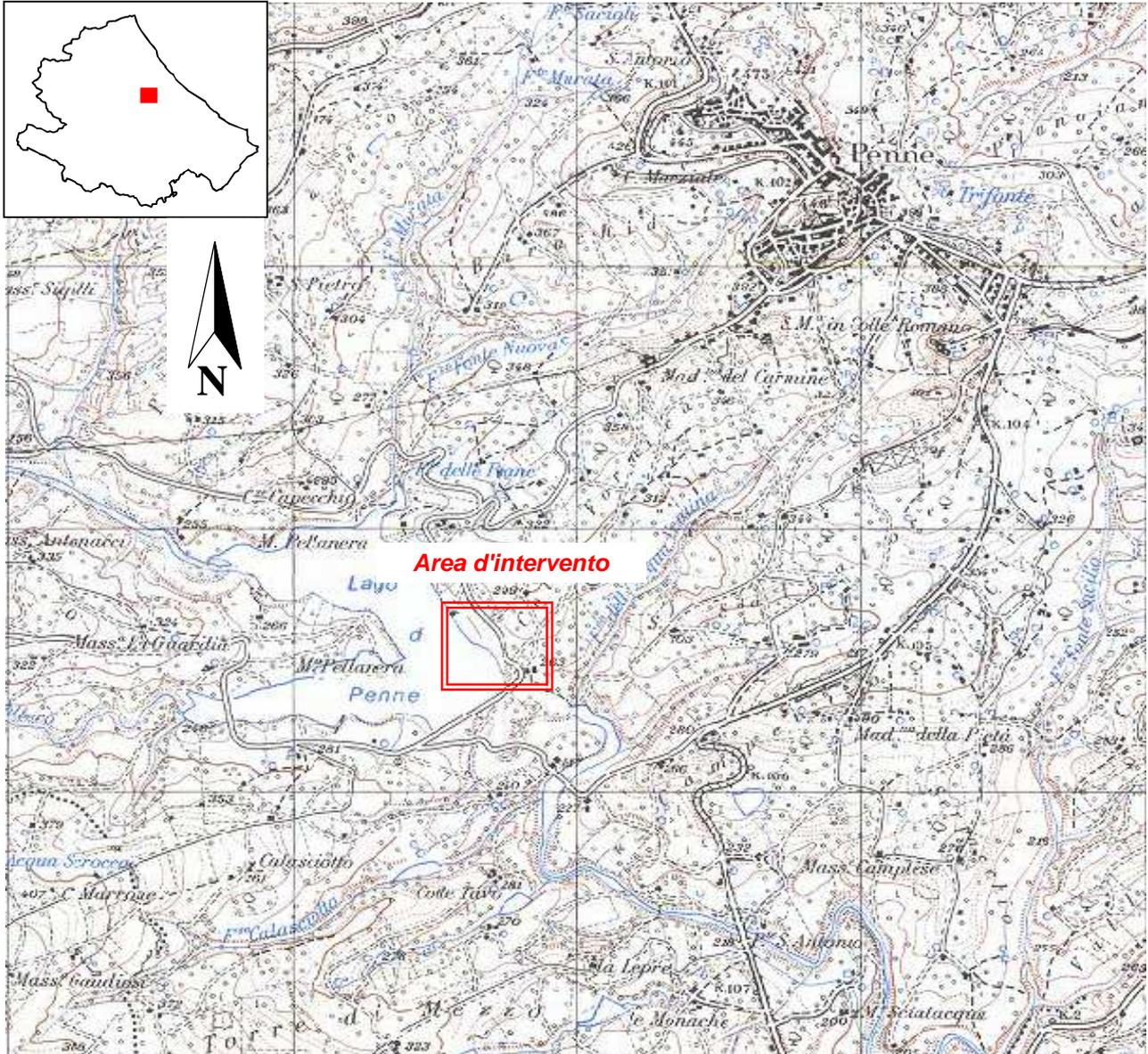
Ulteriori criticità si riscontrano al tetto della bancata arenacea per la presenza di un fenomeno franoso di tipo scorrimento rotazionale se pur di limitata estensione, mentre, al piede, si rilevano fenomeni erosivi particolarmente spinti per la presenza di una condotta di scarico delle acque piovane raccolte dalla strada comunale.

Le verifiche che hanno fatto seguito al rilievo geomeccanico e geomorfologico hanno evidenziato una media suscettibilità al crollo per eventi sismici di magnitudo maggiore di 5. La verifica di stabilità globale del pendio ha evidenziato un sostanziale equilibrio del tratto di versante preso in considerazione con un fattore di sicurezza minimo pari a 1,61.

Per tutto quanto non riassunto nel presente paragrafo si rimanda ai vari capitoli della relazione in cui descritte le fasi del lavoro svolto e i risultati cui si è pervenuti.

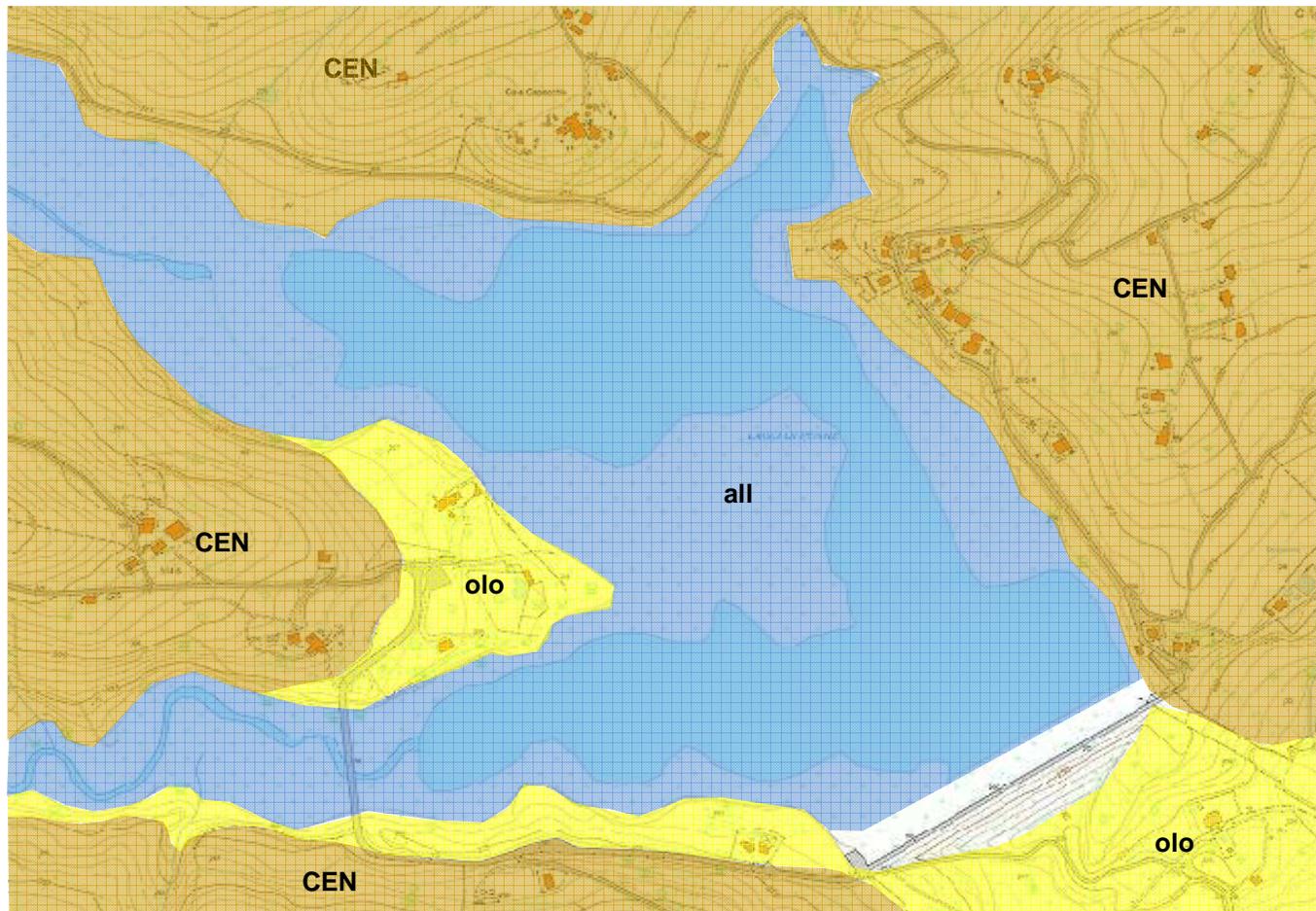
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

Scala 1:25.000



CARTA GEOLOGICA

Scala 1:10.000



all

Depositi alluvionali attuali: limi sabbiosi e/o argillosi associati localmente a lenti o strati di sabbie e ghiaie poco addensate.



olo

Depositi alluvionali antichi: ghiaie molto addensate in matrice sabbiosa intercalate a straterelli o lenti di sabbie a granulometria variabile.



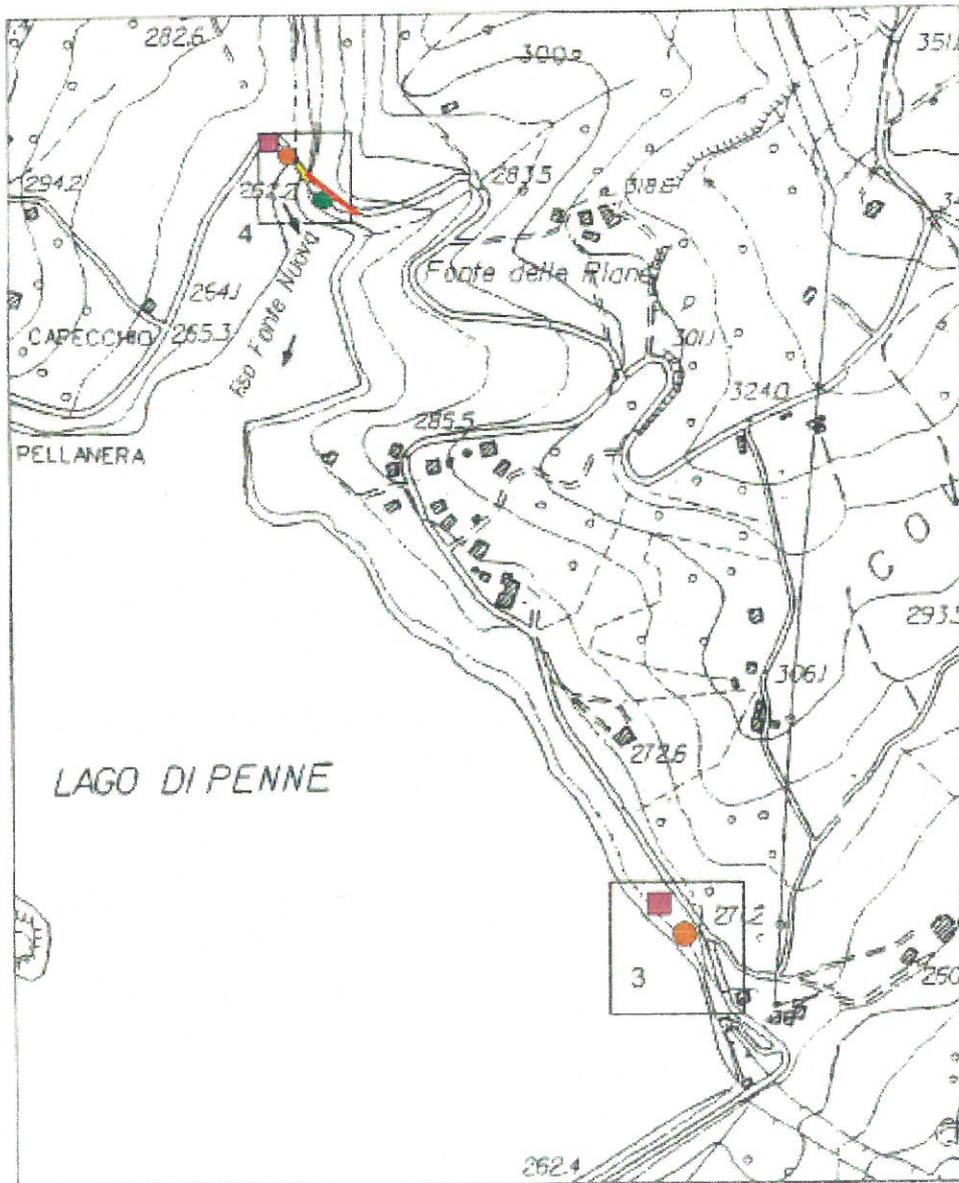
CEN

FORMAZIONE DI CELLINO alternanze pelitico - arenacee e pelitico - silteose in strati medi e spessi intercalate a peliti ed argille marnose e con sporadici orizzonti arenaceo - pelitici in strati spessi.

SETTORI N°3 e 4



PLANIMETRIA DELLE INDAGINI



FASE DI INDAGINE PRELIMINARE:

-  Sondaggio rotary a carotaggio continuo
-  Ponte sul torrente *Fonte Nuova*
-  Prova penetrometrica dinamica *D.P.S.H.*
-  Prospezione sismica a stazione singola con trionno

FASE DI INDAGINE ESECUTIVA:

-  Analisi *masw* (*masw* 4)

CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO - BACINO SALINE,
PESCARA, ALENTO E FORO
Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla
progettazione definitiva "Prog. A/V.G.C. 149 - Interventi di
stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di
Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda
destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

01/2015
Rev. B
c.a.:
DEF_12_B.doc

DRILLING C.C.D. System Italia s.r.l.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH
ELABORAZIONE STATISTICA**

- committente : Studio Marinelli
- lavoro : Interventi di stabilizzazione pendici invaso diga di Penne
- località : Penne (PE)
- note : Settore 3

- data : 10/06/2013
- quota inizio : 0.0
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0,00	0,60	N	26,7	23	32	24,8	---	---	---	27	1,52	41
			Rpd	198,6	171	238	185,0	---	---	---	201		
2	0,60	1,00	N	57,0	50	64	53,5	---	---	---	57	1,52	87
			Rpd	407,2	372	442	389,8	---	---	---	407		
3	1,00	2,20	N	143,7	104	164	123,8	22,9	120,8	166,5	144	1,52	219
			Rpd	966,4	718	1077	842,2	135,2	831,2	101,6	968		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta^1 = 1,52$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	σ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0,00	0,60		41	76,0	38,8	507	2,10	1,77	2,56	2,27	12	0,334
2	0,60	1,00		87	98,9	44,9	862	2,23	1,98	5,44	2,83	-03	-0,072
3	1,00	2,20		219	100,0	45,0	1880	2,24	1,99	13,69	4,43	-19	-0,505

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa σ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE,
PESCARA, ALENTO E FORO**

Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

01/2015
Rev. B
c.a.:
DEF_12_B.doc

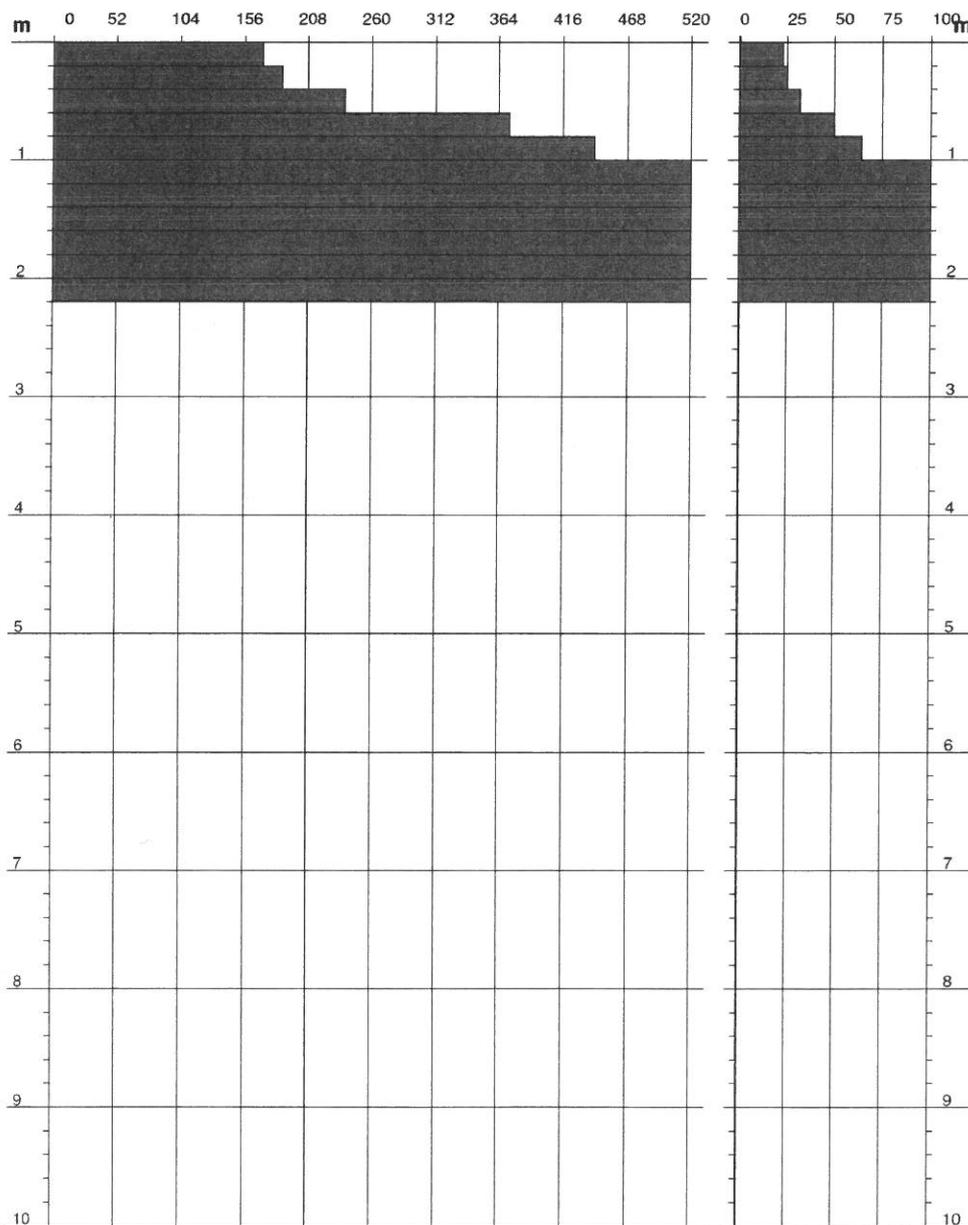
DRILLING C.C.D. System Italia s.r.l.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

Scala 1: 50

- committente : Studio Marinelli
- lavoro : Interventi di stabilizzazione pendici invaso diga di Penne
- località : Penne (PE) - Settore 3
- data : 10/06/2013
- quota inizio : 0.0
- prof. falda : Falda non rilevata

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(20) n° colpi $\delta = 20$



**CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE,
PESCARA, ALENTO E FORO**

Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

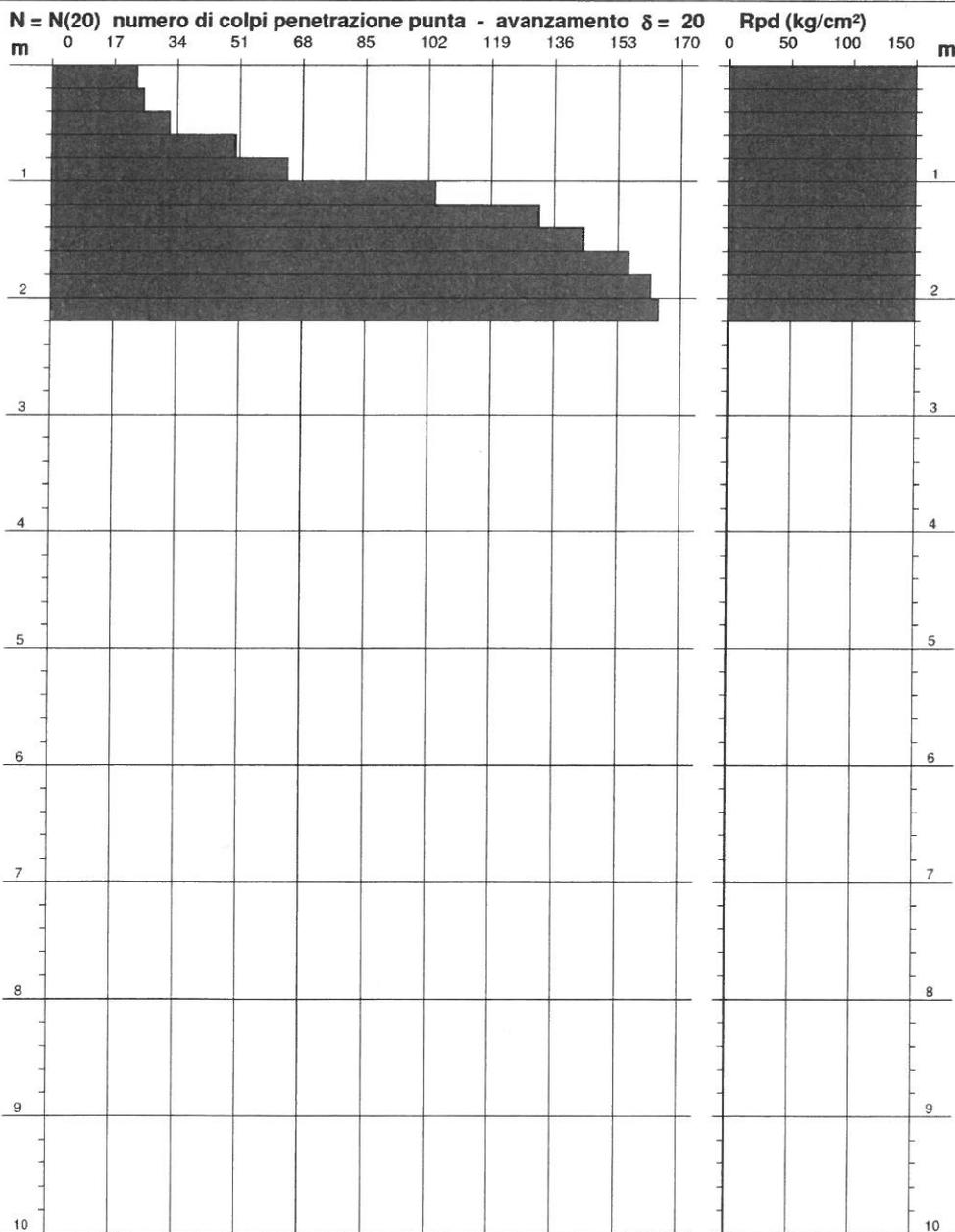
01/2015
Rev. B
c.a.:
DEF_12_B.doc

DRILLING C.C.D. System Italia s.r.l.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

Scala 1: 50

- committente :	Studio Marinelli	- data :	10/06/2013
- lavoro :	Interventi di stabilizzazione pendici invaso diga di Penne	- quota inizio :	0,0
- località :	Penne (PE)	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Settore 3	- pagina :	1



CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE, PESCARA, ALENTO E FORO

Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

01/2015
Rev. B
c.a.:
DEF_12_B.doc

DRILLING C.C.D. System Italia s.r.l.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

- committente :	Studio Marinelli	- data :	10/06/2013
- lavoro :	Interventi di stabilizzazione pendici invaso diga di Penne	- quota inizio :	0,0
- località :	Penne (PE)	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :	Settore 3	- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	23	171,3	----	1	1,20 - 1,40	132	911,4	----	2
0,20 - 0,40	25	186,2	----	1	1,40 - 1,60	144	994,3	----	2
0,40 - 0,60	32	238,4	----	1	1,60 - 1,80	156	1077,1	----	2
0,60 - 0,80	50	372,4	----	1	1,80 - 2,00	162	1042,4	----	3
0,80 - 1,00	64	441,9	----	2	2,00 - 2,20	164	1055,2	----	3
1,00 - 1,20	104	718,1	----	2					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH (S. Heavy)**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,50 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE, PESCARA, ALENTO E FORO

Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
 Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

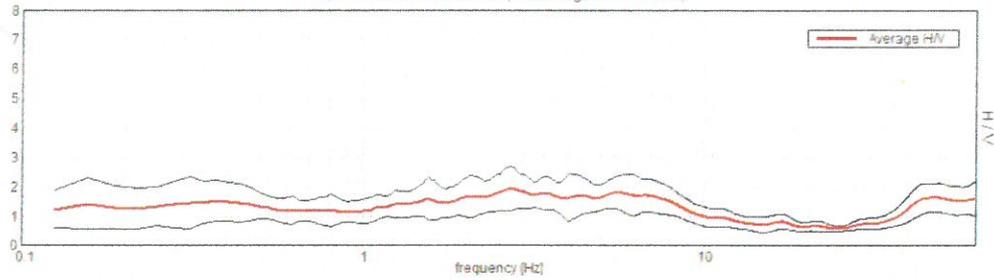
01/2015
 Rev. B
 c.a.:
 DEF_12_B.doc

Instrument: TEP-0028/01-09
 Start recording: 19/06/13 10:26:23 End recording: 19/06/13 10:42:24
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
 GPS data not available

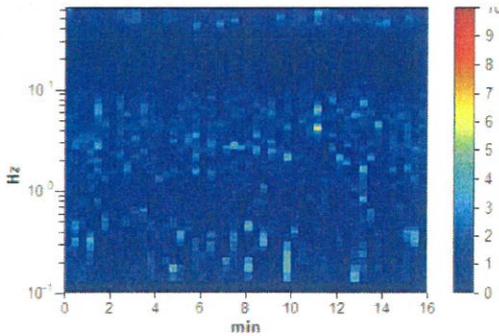
Trace length: 0h16'00". Analysis performed on the entire trace.
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

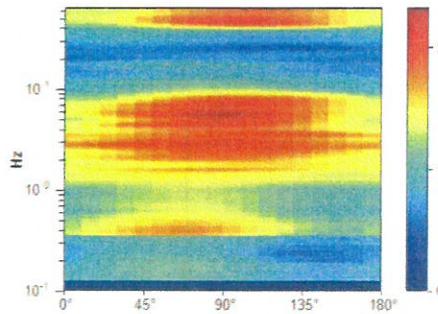
Max. H/V at 2.75 ± 2.47 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz)



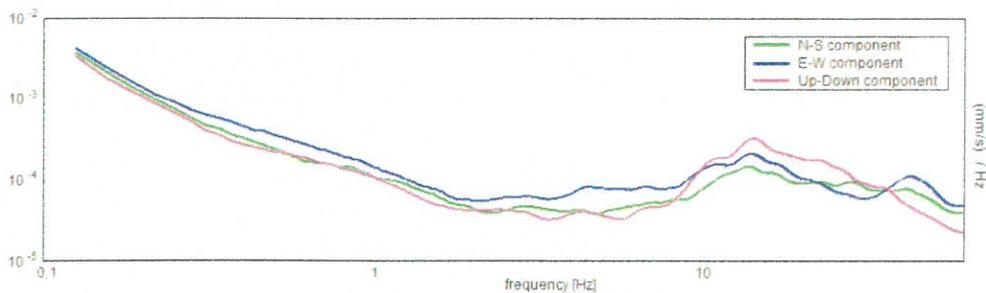
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE, PESCARA, ALENTO E FORO

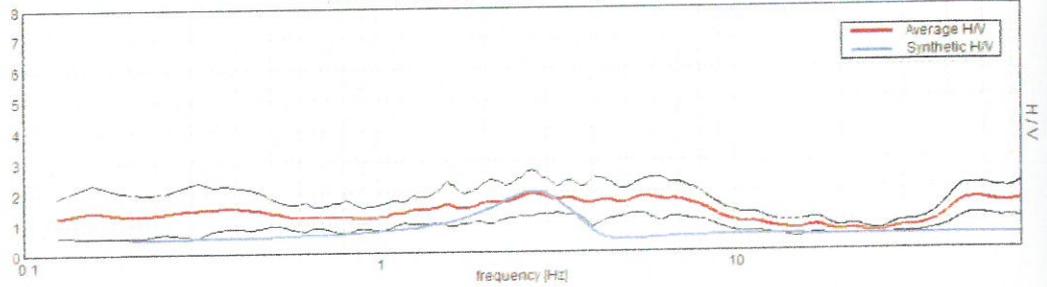
Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
 Progetto definitivo

Relazione geologica-
idrogeologica

01/2015
 Rev. B
 c.a.:
 DEF_12_B.doc

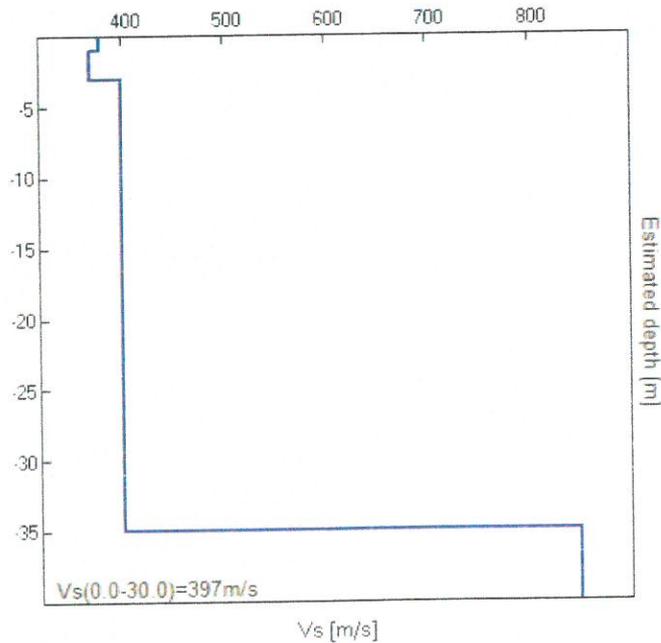
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 2.75 ± 2.47 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz)



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	380	0.35
3.00	2.00	370	0.35
35.00	32.00	400	0.35
inf.	inf.	850	0.35

$V_s(0.0-30.0)=397\text{m/s}$



CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – BACINO SALINE, PESCARA, ALENTO E FORO

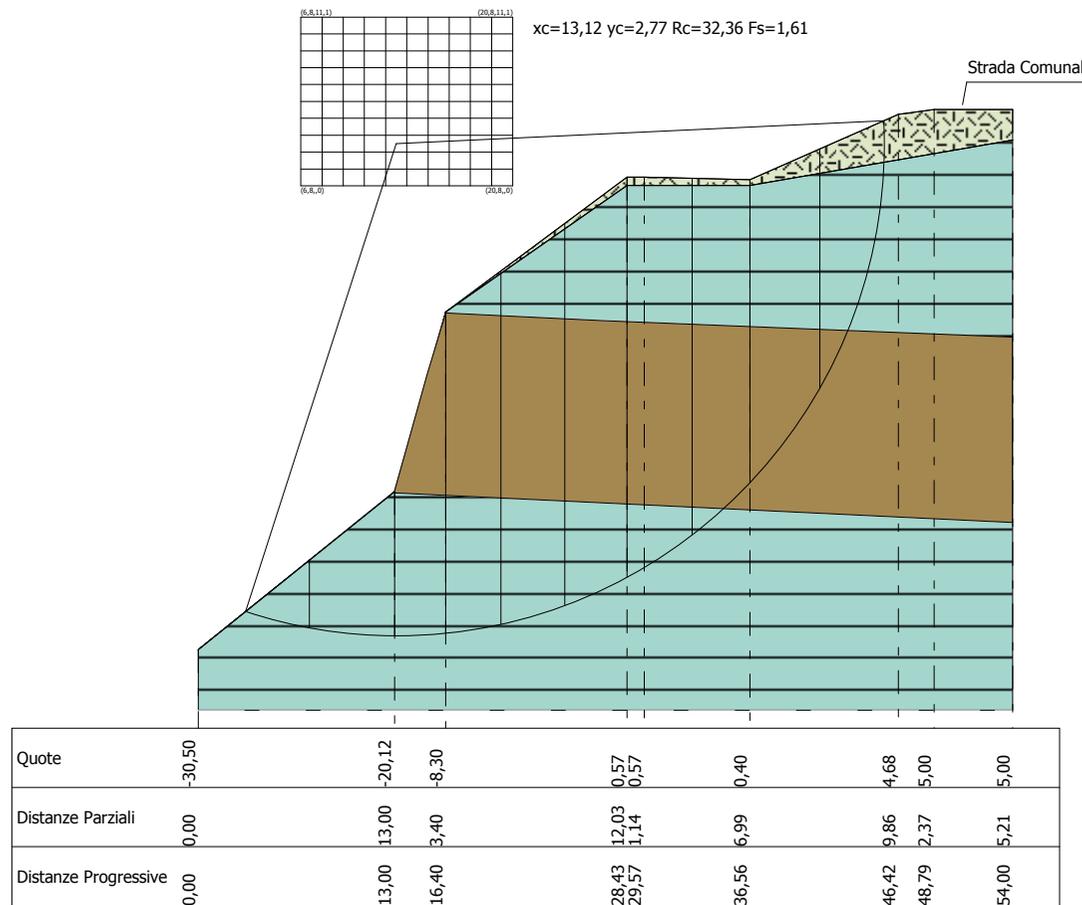
Servizi tecnici di ingegneria ed architettura relativi alla progettazione definitiva "Prog. A/G.C. 149 – Interventi di stabilizzazione delle pendici dell'invaso della diga di Penne e per l'eliminazione delle infiltrazioni della sponda destra del corpo diga" (CIG 5416747906)
Progetto definitivo

Relazione geologica-idrogeologica

01/2015
Rev. B
c.a.:
DEF_12_B.doc

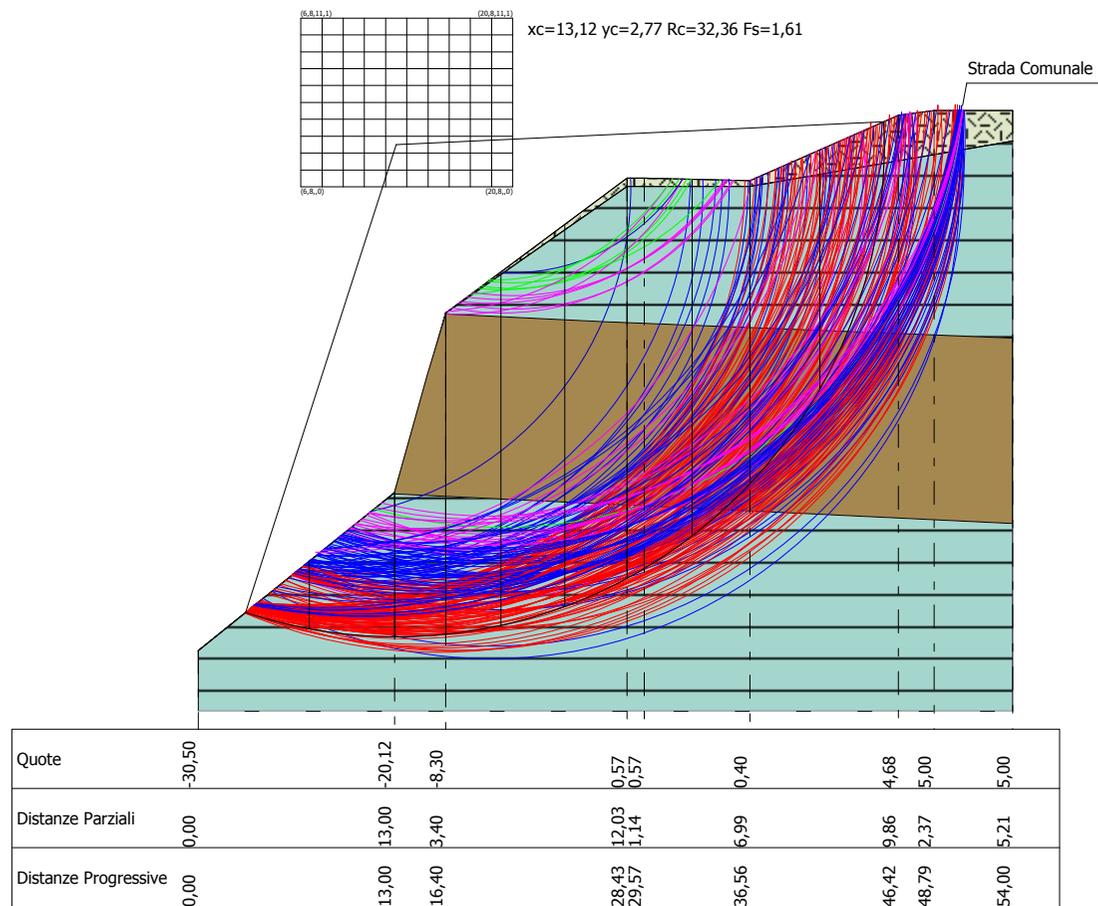
Verifica stabilità globale

Scala 1:500



Verifica stabilità globale

Scala 1:500



Relazione di calcolo

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

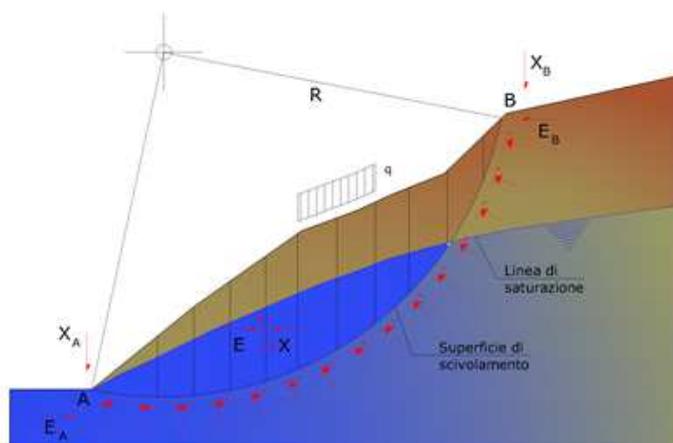
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido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

Metodo equilibrio limite (LEM)

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

$$F = \tau_f / \tau$$

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



Metodo dei concii

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

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

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

Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni $4n$.

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

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

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

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

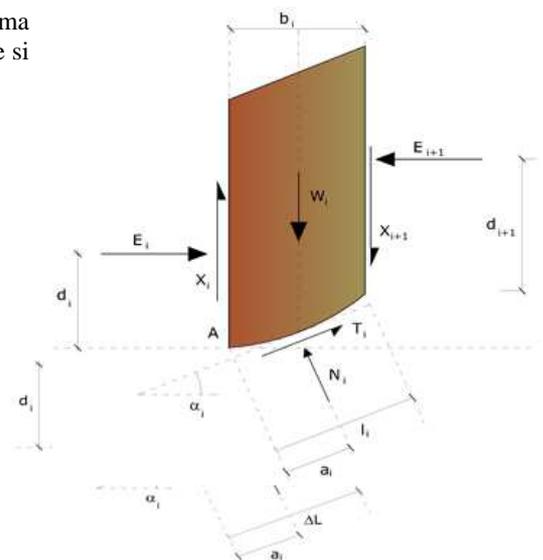
- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

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

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



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

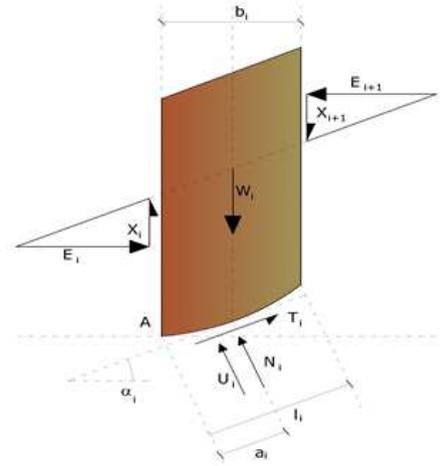
Metodo di Bishop (1955)

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

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

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

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

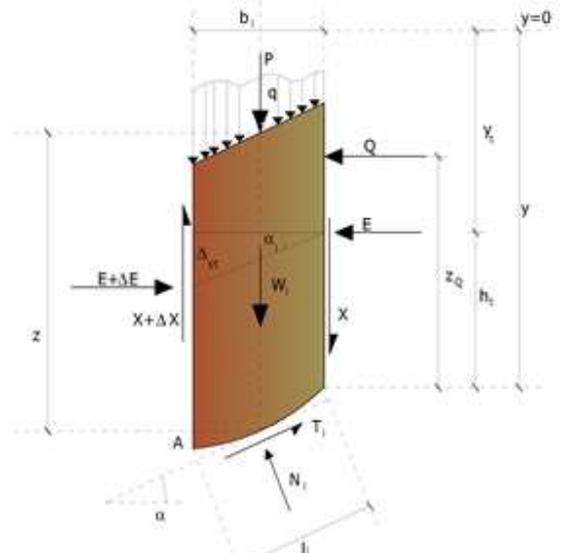
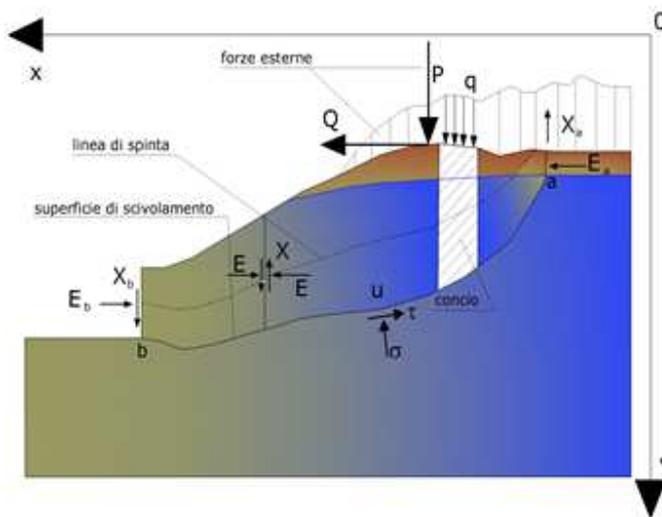


Metodo di Janbu (1967)

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

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

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

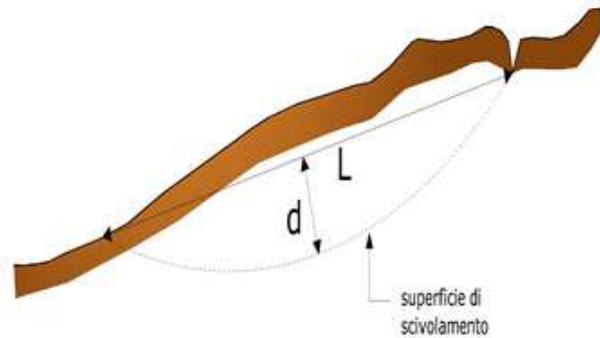
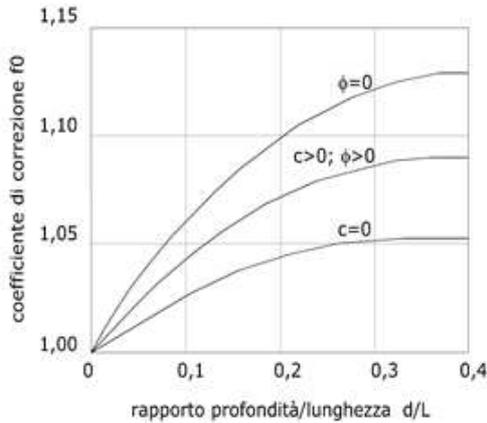


Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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



Metodo di Bell (1968)

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

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

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

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

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

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

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

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

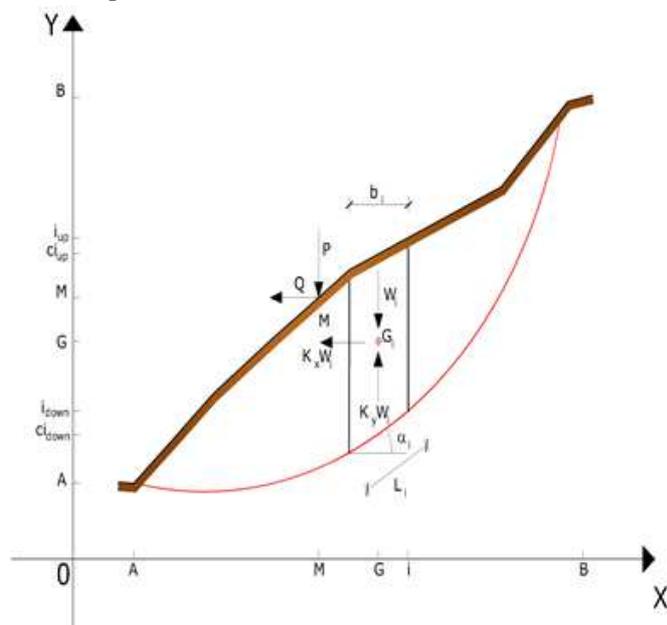
L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

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

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

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

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



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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Sarma (1973)

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

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

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

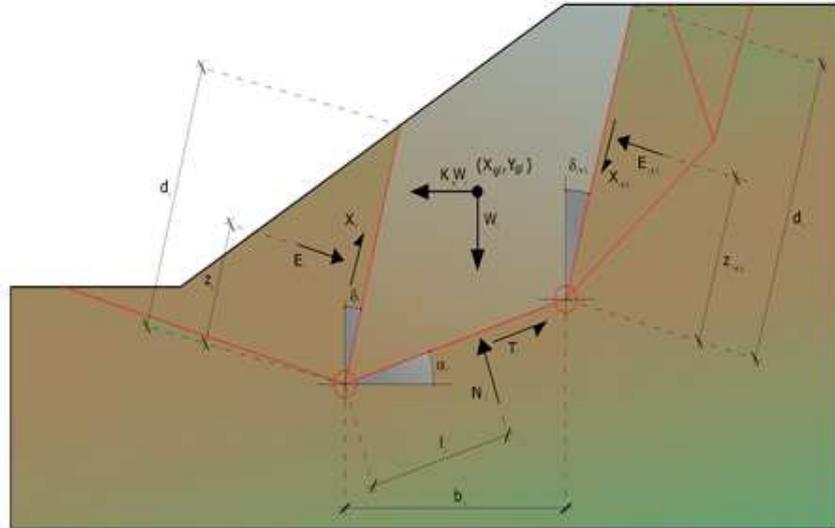
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

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

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

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



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

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

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

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

Si ha pertanto:

$$K = K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F = 1$$

$$F = F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K = 0$$

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

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

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

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

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

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

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

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

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

dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

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

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

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

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

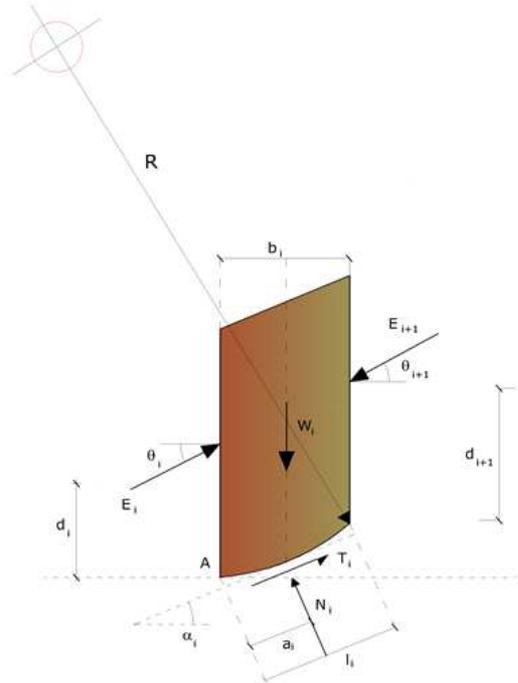
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

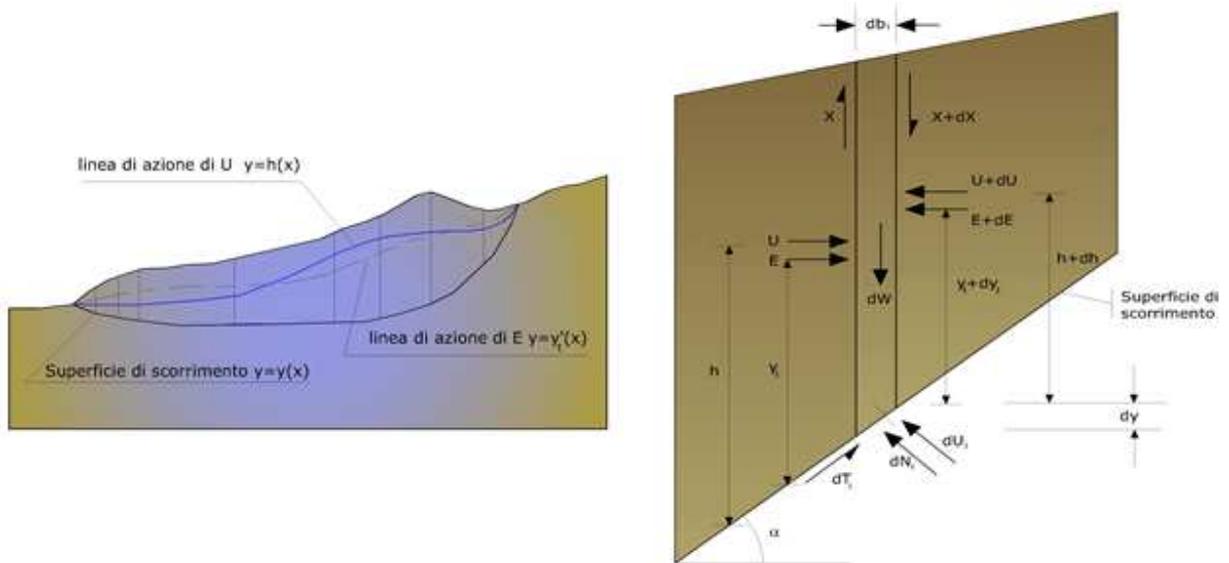
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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





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

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

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

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

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

Metodo di Zeng e Liang (2002)

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

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

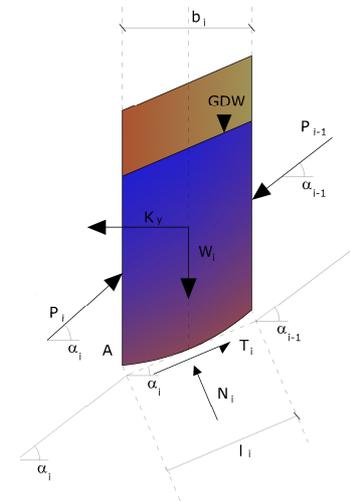
- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;

-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;

-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;

-Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;

-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;



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

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

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

Valutazione dell'azione sismica

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

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

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

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

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

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

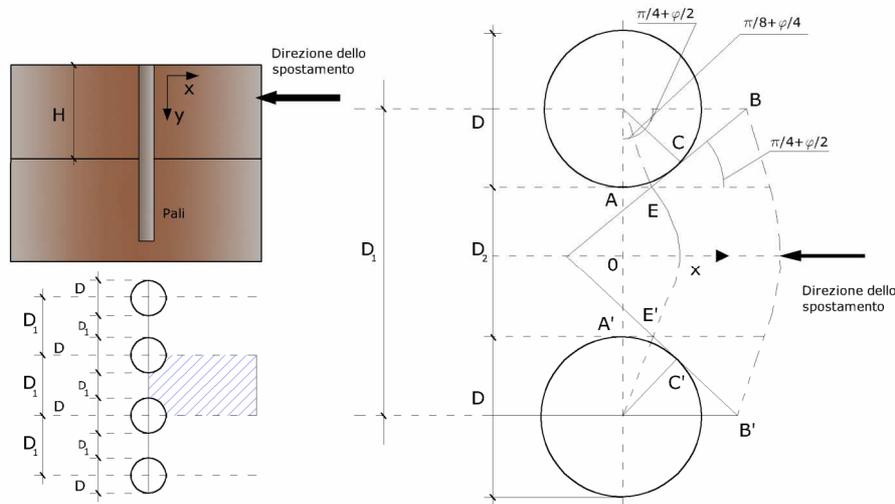
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento,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

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

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

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

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



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

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

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

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Metodo del carico limite di Broms

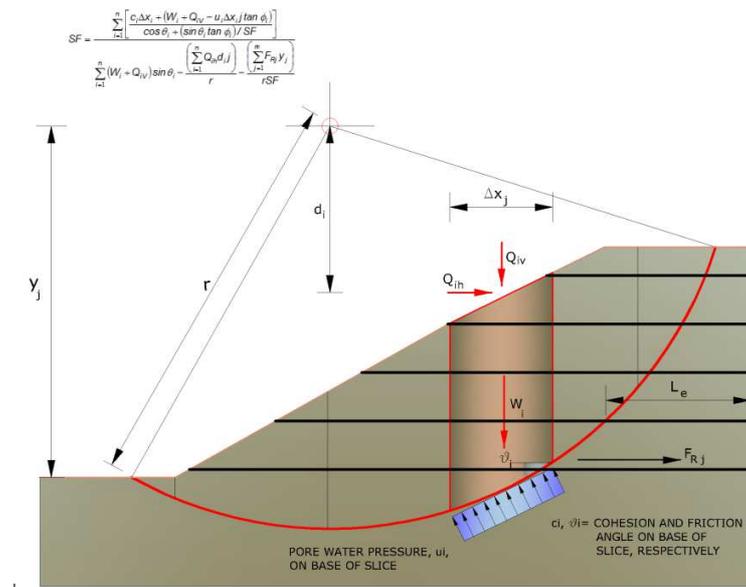
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

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

Elemento Rinforzo

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

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



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

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

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

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

dove:

- δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

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

Ancoraggi

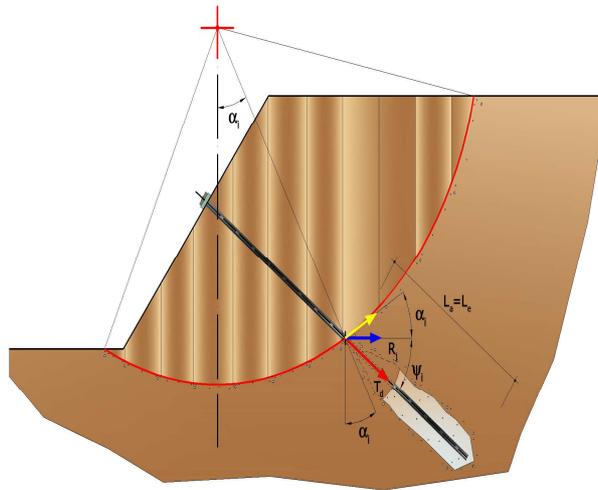
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

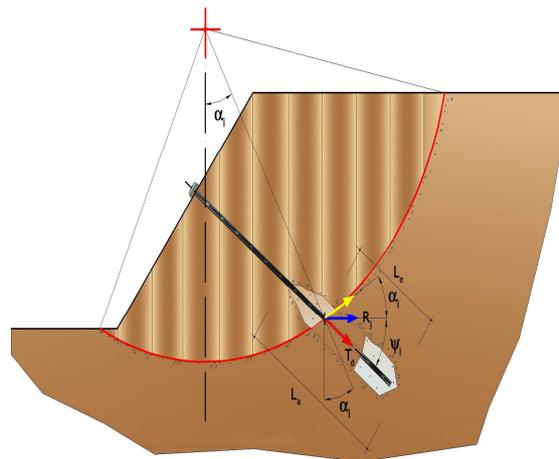
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

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

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



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

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

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

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

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

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

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

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

dove:

T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

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

Analisi di stabilità dei pendii con: MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	42,441425/13,913602
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	6,8 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	-0,01 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	20,84 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	11,09 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,69	2,44	0,29
S.L.D.	75,0	0,85	2,44	0,31
S.L.V.	712,0	2,06	2,51	0,36
S.L.C.	1462,0	2,63	2,54	0,37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,828	0,2	0,0169	0,0084
S.L.D.	1,02	0,2	0,0208	0,0104
S.L.V.	2,4495	0,28	0,0699	0,035
S.L.C.	2,9653	0,28	0,0847	0,0423

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,07
 Coefficiente azione sismica verticale 0,035

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	-30,5
2	13,0	-20,12
3	16,4	-8,3
4	28,43	0,57
5	29,57	0,57
6	36,56	0,4
7	46,42	4,68
8	48,79	5,0
9	54,0	5,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-30,5
2	13,0	-20,12
3	16,4	-8,3
4	28,43	0,0
5	29,57	0,0
6	36,56	0,0
7	54,0	3,0

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0
 Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (t/m ²)	Coesione non drenata (t/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso saturo (t/m ³)	Litologia
1	0.2	4	20	1,80	2,10	riporto
2	30.0		45	2,3	2,3	arenaria
3	7.5	27	27	2.02	2.3	argilla

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,61
Ascissa centro superficie	13,12 m
Ordinata centro superficie	2,77 m
Raggio superficie	32,36 m

Numero di superfici esaminate....(221)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	6,8	0,0	21,9	3,78
2	7,5	0,5	28,7	1,79
3	8,2	0,0	25,3	2,21
4	8,9	0,5	25,8	2,21
5	9,6	0,0	25,6	2,20
6	10,3	0,5	26,2	2,22
7	11,0	0,0	25,9	2,24
8	11,7	0,5	26,6	1,93
9	12,4	0,0	26,3	1,97
10	13,1	0,5	27,0	2,05
11	13,8	0,0	23,4	2,35
12	14,5	0,5	24,0	2,39
13	15,2	0,0	23,9	2,31
14	15,9	0,5	24,4	2,37
15	16,6	0,0	27,6	2,87
16	17,3	0,5	24,5	2,60
17	18,0	0,0	24,1	2,67
18	18,7	0,5	24,5	2,77
19	19,4	0,0	31,0	2,51
20	20,1	0,5	23,9	2,81
21	20,8	0,0	23,5	2,90
22	6,8	1,1	25,9	2,57
23	7,5	1,7	29,8	1,69
24	8,2	1,1	26,1	2,22
25	8,9	1,7	30,1	1,80
26	9,6	1,1	29,7	1,83
27	10,3	1,7	27,1	2,22

28	11,0	1,1	26,8	2,24
29	11,7	1,7	30,9	1,87
30	12,4	1,1	27,2	2,01
31	13,1	1,7	27,9	2,10
32	13,8	1,1	27,6	2,55
33	14,5	1,7	28,4	1,99
34	15,2	1,1	28,1	2,03
35	15,9	1,7	28,9	2,04
36	16,6	1,1	25,0	2,53
37	17,3	1,7	29,1	2,09
38	18,0	1,1	25,0	2,69
39	18,7	1,7	28,4	2,12
40	19,4	1,1	31,3	2,47
41	20,1	1,7	27,3	2,27
42	20,8	1,1	26,7	2,35
43	6,8	2,2	30,2	1,66
44	7,5	2,8	30,9	1,75
45	8,2	2,2	30,5	1,77
46	8,9	2,8	31,2	1,84
47	9,6	2,2	27,5	2,22
48	10,3	2,8	28,2	2,22
49	11,0	2,2	27,8	2,23
50	11,7	2,8	31,9	1,87
51	12,4	2,2	28,2	2,08
52	13,1	2,8	32,4	1,61
53	13,8	2,2	28,7	1,96
54	14,5	2,8	32,9	1,71
55	15,2	2,2	29,1	2,01
56	15,9	2,8	33,4	1,70
57	16,6	2,2	29,6	2,05
58	17,3	2,8	33,3	1,76
59	18,0	2,2	29,1	2,06
60	18,7	2,8	28,4	2,55
61	19,4	2,2	31,2	1,88
62	20,1	2,8	30,6	2,27
63	20,8	2,2	26,8	2,75
64	6,8	3,3	31,2	1,72
65	7,5	3,9	31,8	1,79
66	8,2	3,3	31,5	1,81
67	8,9	3,9	28,6	2,56
68	9,6	3,3	31,8	1,86
69	10,3	3,9	28,9	2,23
70	11,0	3,3	32,2	1,85
71	11,7	3,9	29,3	2,05
72	12,4	3,3	32,6	1,88
73	13,1	3,9	33,2	1,88
74	13,8	3,3	33,0	1,67
75	14,5	3,9	30,1	1,97
76	15,2	3,3	33,5	1,88
77	15,9	3,9	34,2	1,69
78	16,6	3,3	33,8	1,72
79	17,3	3,9	29,6	2,45
80	18,0	3,3	32,6	1,78
81	18,7	3,9	28,4	2,55
82	19,4	3,3	31,2	2,21
83	20,1	3,9	30,5	2,29
84	20,8	3,3	30,0	2,35

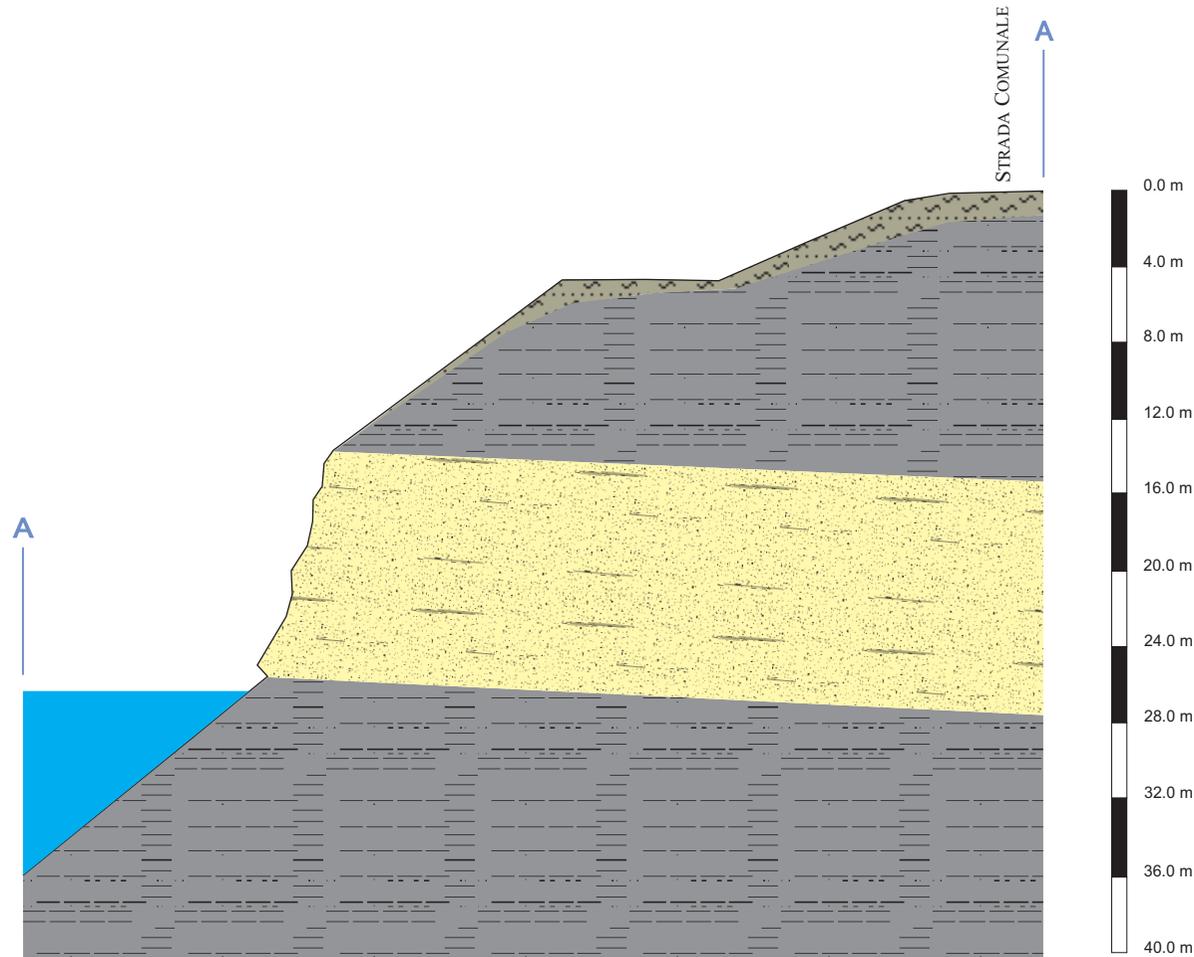
85	6,8	4,4	32,1	2,13
86	7,5	5,0	32,6	1,83
87	8,2	4,4	32,3	1,85
88	8,9	5,0	32,9	1,89
89	9,6	4,4	32,7	1,71
90	10,3	5,0	33,3	1,83
91	11,0	4,4	33,0	1,84
92	11,7	5,0	33,6	1,85
93	12,4	4,4	29,8	2,24
94	13,1	5,0	34,1	1,87
95	13,8	4,4	33,9	1,79
96	14,5	5,0	34,5	1,87
97	15,2	4,4	30,6	1,98
98	15,9	5,0	34,3	1,97
99	16,6	4,4	30,0	2,41
100	17,3	5,0	33,0	2,07
101	18,0	4,4	32,4	2,12
102	18,7	5,0	31,7	2,17
103	19,4	4,4	27,8	3,06
104	20,1	5,0	30,5	2,31
105	20,8	4,4	29,9	2,37
106	6,8	5,5	33,1	2,12
107	7,5	6,1	33,7	1,86
108	8,2	5,5	33,3	1,85
109	8,9	6,1	34,0	2,06
110	9,6	5,5	33,6	1,82
111	10,3	6,1	34,3	1,82
112	11,0	5,5	34,0	1,84
113	11,7	6,1	31,0	2,26
114	12,4	5,5	34,4	1,85
115	13,1	6,1	35,1	1,78
116	13,8	5,5	34,8	1,81
117	14,5	6,1	35,5	1,90
118	15,2	5,5	35,0	1,93
119	15,9	6,1	34,4	1,99
120	16,6	5,5	33,7	2,03
121	17,3	6,1	33,1	2,08
122	18,0	5,5	32,4	2,12
123	18,7	6,1	31,9	2,46
124	19,4	5,5	31,2	2,25
125	20,1	6,1	30,5	2,57
126	20,8	5,5	29,9	2,62
127	6,8	6,7	30,5	2,91
128	7,5	7,2	34,8	1,85
129	8,2	6,7	34,4	2,03
130	8,9	7,2	35,1	2,10
131	9,6	6,7	34,7	1,81
132	10,3	7,2	35,4	1,82
133	11,0	6,7	35,0	1,83
134	11,7	7,2	32,0	2,32
135	12,4	6,7	35,4	1,74
136	13,1	7,2	32,4	2,41
137	13,8	6,7	35,8	1,86
138	14,5	7,2	32,1	2,34
139	15,2	6,7	35,1	1,95
140	15,9	7,2	31,0	2,74
141	16,6	6,7	33,8	2,04

142	17,3	7,2	33,3	2,38
143	18,0	6,7	32,6	2,42
144	18,7	7,2	32,0	2,47
145	19,4	6,7	31,3	2,52
146	20,1	7,2	14,0	3,26
147	20,8	6,7	13,4	3,26
148	6,8	7,8	35,2	1,85
149	7,5	8,3	35,9	2,06
150	8,2	7,8	35,5	2,08
151	8,9	8,3	36,2	2,14
152	9,6	7,8	35,8	1,81
153	10,3	8,3	36,5	1,81
154	11,0	7,8	36,1	1,82
155	11,7	8,3	36,8	1,74
156	12,4	7,8	36,5	1,79
157	13,1	8,3	37,2	1,85
158	13,8	7,8	36,5	1,88
159	14,5	8,3	36,0	1,93
160	15,2	7,8	35,3	1,97
161	15,9	8,3	34,7	2,32
162	16,6	7,8	34,0	2,35
163	17,3	8,3	16,7	2,87
164	18,0	7,8	32,7	2,43
165	18,7	8,3	32,1	2,48
166	19,4	7,8	31,4	2,92
167	20,1	8,3	30,7	3,30
168	20,8	7,8	13,4	3,76
169	6,8	8,9	36,3	2,04
170	7,5	9,4	37,0	2,11
171	8,2	8,9	36,6	2,13
172	8,9	9,4	37,3	2,18
173	9,6	8,9	36,9	1,80
174	10,3	9,4	37,6	2,24
175	11,0	8,9	37,2	1,71
176	11,7	9,4	37,9	1,79
177	12,4	8,9	37,5	1,82
178	13,1	9,4	33,8	2,57
179	13,8	8,9	36,7	1,90
180	14,5	9,4	36,2	2,26
181	15,2	8,9	35,5	2,29
182	15,9	9,4	34,9	2,33
183	16,6	8,9	30,8	2,89
184	17,3	9,4	33,6	2,40
185	18,0	8,9	32,9	2,44
186	18,7	9,4	32,3	3,13
187	19,4	8,9	15,0	3,65
188	20,1	9,4	17,7	2,85
189	20,8	8,9	16,9	2,92
190	6,8	10,0	33,8	2,63
191	7,5	10,5	34,5	2,77
192	8,2	10,0	34,0	2,73
193	8,9	10,5	38,3	2,21
194	9,6	10,0	34,3	2,33
195	10,3	10,5	38,6	2,28
196	11,0	10,0	38,3	2,16
197	11,7	10,5	38,9	1,82
198	12,4	10,0	38,2	1,85

199	13,1	10,5	37,7	2,21
200	13,8	10,0	33,4	2,34
201	14,5	10,5	33,0	2,80
202	15,2	10,0	35,7	2,30
203	15,9	10,5	35,2	2,34
204	16,6	10,0	34,4	2,37
205	17,3	10,5	33,8	2,95
206	18,0	10,0	33,0	2,85
207	18,7	10,5	32,4	2,89
208	19,4	10,0	31,6	2,97
209	20,1	10,5	18,0	3,07
210	20,8	10,0	17,2	3,15
211	6,8	11,1	34,9	2,58
212	8,2	11,1	38,8	2,21
213	9,6	11,1	35,4	2,26
214	11,0	11,1	39,3	2,16
215	12,4	11,1	38,4	2,19
216	13,8	11,1	37,2	2,25
217	15,2	11,1	19,4	3,19
218	16,6	11,1	18,2	3,55
219	18,0	11,1	33,2	2,82
220	19,4	11,1	18,8	3,00
221	20,8	11,1	17,4	3,46

SEZIONE GEOLOGICA

Scala 1:400



LEGENDA

COLTRE ELUVIO - COLLUVIALE
E/O RIPORTO ANTROPICO



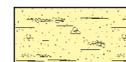
Limi e limi argillosi e/o
sabbiosi
materiale indifferenziato

FORMAZIONE DI CELLINO



Unità marnosa

FORMAZIONE DI CELLINO



Unità arenacea