COMUNE DI BOISSANO

Provincia di Savona – Regione Liguria

RECUPERO AMBIENTALE – RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DISTRETTO DI TRASFORMAZIONE TRZ - EX CAVA SEGIUNA'

DOCUMENTO D

Modello geotecnico del tratto di versante connesso alle aree d'intervento

elaborato: **D.0 – Relazione tecnica del modello geotecnico del tratto di versante connesso alle aree d'intervento.**

elaborati allegati: D.1 – Analisi di stabilità all'equilibrio limite lungo le sezioni di stato attuale / progetto.
D.2 – Tabelle e diagrammi di sintesi delle analisi di pressione limite ed ammissibile sul terreno in fondazione e calcolo dei cedimenti.

committente: **Cave di Boissano S.r.l.**
Via delle Ginestre 80 Boissano (SV)



tecnici : **dott. Guido Carieri**
Via alla Rocca 5b Savona



Studio Progea
dott. Sergio Aicardi
Via G. Leopardi 35r Savona



giugno 2014

SOMMARIO

NORMATIVA 3
PREMESSA 3
COMPARTO D'INTERVENTO 1: PROGETTO DI COLMATA IN TERRA 5
Verifiche di stabilità del pendio secondo il criterio dell'equilibrio limite. 5
Verifiche di stabilità all'equilibrio limite di stato attuale e di progetto 8
VERIFICHE DI STABILITA' A CORREDO DEL PROGETTO DI COLMATA IN TERRA 10
COMPARTO D'INTERVENTO 2: PROGETTO EDILIZIO 13
VERIFICHE FONDAZIONALI 13
PARAMETRI SITO DIPENDENTI – SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO 14
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali 14
Calcolo del valore della pressione limite sul piano di fondazione 16
CONCLUSIONI 17
ALLEGATI 18

NORMATIVA

- D.M. 14/01/2008-Testo Unitario Norme Tecniche per le Costruzioni
- Consiglio superiore dei lavori pubblici-"istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni" Circolare 2 febbraio 2009
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici-Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27/07/2007
- Eurocodice 8 (1998)-Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture (parte 5): Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- Eurocodice 7.1- Progettazione geotecnica
- Eurocodice 7.2- Progettazione geotecnica
- Eurocodice 7.3-Progettazione geotecnica
- D.G.R. 19/11/2010 n. 1362 "D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria."

PREMESSA

La ditta Cave di Boissano S.p.A., proprietaria di parte delle aree ubicate nell'ex sito estrattivo denominato cava la Segiunà, in Comune di Boissano, ad oggi censite come aree "DTZ" (distretti di trasformazione ex l. R.L. n. 36/97) del PUC, estese a NE del nucleo storico dei Berruti, ha incaricato lo scrivente di predisporre gli allegati tecnici al progetto di bonifica del dissesto franoso di grandi dimensioni che ha interessato il tratto di versante a monte dei fronti di cava sin dalla prima metà degli anni '70.

Allo stato dei fatti, l'attuazione di idonei interventi di bonifica del dissesto franoso e messa in sicurezza del versante costituiscono elementi imprescindibili e propedeutici per lo sviluppo urbanistico delle aree dei vecchi piazzali di cava, siti in aderenza al nucleo storico dei Berruti.

Trattandosi di area DTZ, qualsiasi previsione di neo urbanizzazione diviene oggetto dello sviluppo di un P.U.O. (Piano Urbanistico Operativo) così come previsto dalla Norma di Attuazione del P.U.C. del Comune di Boissano. Nelle more dello sviluppo del Piano gli Enti tenuti a valutarlo sia sotto il profilo urbanistico (Provincia di Savona e Regione Liguria), sia sotto i differenti profili vincolistici (Provincia di Savona – Settore Difesa del Suolo e Comune di Finale Ligure Ufficio di Vincolo Idrogeologico) hanno prescritto lo sviluppo del modello geologico di dettaglio del tratto di versante a monte delle aree di neo-urbanizzazione.

Il progetto si articola in due differenti comparti d'intervento:

- una prima fase di sistemazione e messa in sicurezza del declivio e del riempimento esistente in luogo delle aree destinate all'attività estrattiva sino alla fine degli anni '70;

- una seconda fase di riurbanizzazione delle aree dedicate alla lavorazione dei materiali estratti (piazzali ad oggi utilizzati dalla società committente) ubicati a valle del riempimento in terreni di riporto esistente;

Ne consegue che, la presente relazione geotecnica assume il modello geologico del tratto di versante oggetto di studio quale modello di base per sviluppare, da un lato, le analisi di stabilità all'equilibrio limite lungo il declivio nelle condizioni dello stato di fatto e di progetto, assumendo le seguenti condizioni di verifica:

1. un comportamento drenato dei terreni di riporto (tensioni efficaci) presenti nelle aree di ex cava al piede dei fronti esposti della cava stessa, non avendo riscontro di livelli freatici lungo il piezometro installato alla base della colmata (misure piezometriche eseguite tra luglio 2009-marzo 2012);
2. l'assunzione delle sezioni di progetto della nuova colmata in terre e rocce da scavo maggiormente onerose in termini di potenza dei materiali abbancati e per l'acclività del profilo di progetto;
3. l'assunzione delle condizioni di analisi pseudo statiche per tenere conto dell'azione sismica, che riproduce l'azione di un carico ciclico all'interno del mezzo investigato e lo sviluppo di pressioni interstiziali elevate (aumento percentuale delle pressioni neutre) che determina una perdita di resistenza al taglio.

e dall'altro le analisi fondazionali dei nuovi volumi edilizi previsti dal progetto di riurbanizzazione dei piazzali della ditta Cave di Boissano S.p.A.

Ai sensi della vigente normativa geotecnica (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 par.6.3) si sono sviluppati il modello geologico e geotecnico del tratto di versante in oggetto, sviluppando successivamente sessioni di verifiche di fattibilità (sicurezza e prestazioni dell'opera; ex D.M. 14.01.2008, par. 6.2.3) secondo i metodi d'analisi classici (Janbu) riconosciuti dall'ingegneria geotecnica, che tengono conto: della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nelle verifiche pseudostatiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) si è assunto l'approccio 1–combinazione 2 (ex D.M. 14.01.2008, par. 6.2.3.1) utilizzando i valori dei parametri caratteristici di progetto (ex D.M. 14.01.2008, par. 6.2.2).

COMPARTO D'INTERVENTO 1: PROGETTO DI COLMATA IN TERRA

Verifiche di stabilità lungo sezioni trasversali al versante ed ai fronti di cava, secondo il criterio dell'equilibrio limite.

Le verifiche di stabilità all'equilibrio limite eseguite lungo le quattro sezioni geologiche/geotecniche rappresentative del tratto di versante in frana (n° 1, 2, 6 ed 8) e del riempimento presente al piede, sono svolte adottando un programma di calcolo, che analizza le condizioni di stabilità delle coltri sciolte di copertura e del substrato roccioso alterato sottostante, attraverso l'algoritmo proposto da JANBU.

Il metodo dell'equilibrio limite suddivide il pendio da analizzare in una serie di conci ognuno dei quali è soggetto ad un sistema generale di forze.

In tale sistema vi sono (6n-2) incognite associate a 4n equazioni, così identificabili:

Equazioni	Condizioni
N	Equilibrio del momento
2n	Equilibrio delle forze (in 2 direzioni)
N	Relazione fra resistenza al taglio e tensione normale effettiva
Incognite	Variabile
1	Coefficiente di sicurezza
n	Forza normale P
n	Punto di applicazione della P
n	Forza di taglio S
n-1	Forza orizzontale Z
n-1	Inclinazione della forza orizzontale q
n-1	Linea di spinta (fra Zd e Zs)

La soluzione è quindi statisticamente indeterminata.

Per trovare una soluzione, il metodo fa riferimento a una qualche forma di eliminazione delle incognite.

La più comune è quella che fa agire la forza normale P nel centro della base del concio, riducendo quindi il numero di equazioni a (5n-2).

Si devono quindi ricercare ulteriori (n-2) ipotesi semplificative e sono tali ipotesi che differenziano i vari metodi proposti per l'analisi della stabilità di pendii.

In forma generale, sempre facendo riferimento allo schema sopra riportato, dall'equilibrio delle forze si ottiene:

$$w - S\,sen(a) - P\cos(a) - (Xs - Xd) = 0$$

con Xs e Xd forze verticali fra i conci adiacenti.

Indicando come consueto c' = coesione e f = angolo d'attrito, Fs = coefficiente di sicurezza, la resistenza mobilizzata risulta:

$$S = c'L + (P-UL)\tan(f)/Fs$$

e sostituendo si ha:

$$p = [W - c'L\,sen(a) + UL\tan(f)sen(a) - (Xs-Xd)\,] / ma$$

con:

$ma = \cos(a) + sen(a)\tan(f)/Fs$

L'equilibrio dell'intera superficie risulta allora, in termini sommatori:

$$P\,sen(a) - S\cos(a) + kW + (Zd-Zs) = 0$$

e sostituendo, considerando che la sommatoria delle forze interne vale zero, si ha:

<u>equilibrio delle forze:</u>

$$Fs = [c'L\cos(a) + (P-UL)\tan(f)\cos(a)] / [Psen(a)+kW]$$

<u>equilibrio dei momenti:</u>

$$Fs = [c'LR + (P-UL)R\tan(f)] / [Wx + KkW]$$

con:

R = raggio del cerchio di scivolamento

x = braccio del centroide

K = altezza del centroide

In definitiva, si hanno le seguenti condizioni soddisfatte di equilibrio statico:

Metodo	Forze in X	Forze in Y	Momenti
Janbu	Si	Si	No

Come ipotetiche superfici di scivolamento si sono adottate diverse superfici di tipo mistilineo singole, verificando la stabilità sia per tutto il tratto di versante coinvolto, che per la porzione più a valle, dove gli effetti del dissesto risultano essere di maggiore entità (allegato n. 1 "verifiche di stabilità all'equilibrio limite").

Tutte le verifiche sono svolte tenendo conto delle caratteristiche sismiche del territorio (zona 3 della nuova classificazione sismica nazionale; ex DGR 19/11/2010 n. 1362 "D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria.").

Valori dei parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle verifiche

Litotipo	γ	φ	c
Riporti di progetto	18	28	0,05
Riporti attuali	17,4	30	0
Dolomie di S. Pietro dei Monti	28	21	1,63
Calcari della Val Tanarello	27	23	1,83
Quarziti di Ponte di Nava	27	18,2	1,34
Formazione di Caprauna	26	19	1,42

γ = peso di volume espresso in kN/mc

φ = angolo di attrito interno espresso in °

c = coesione espressa in kg/cm^2

La determinazione dei valori "caratteristici" dei principali parametri geotecnici, attribuiti ai singoli litotipi, considerati isotropi ed omogenei, è conseguente alla parametrizzazione effettuata mediante l'applicazione del Geological Strenght Index (GSI). Si sono rivisitati alcuni dei suddetti valori adottando il criterio della back analisys, al fine di dare oggettività alla parametrizzazione desunta dalla classificazione dell'ammasso roccioso.

E' stato ipotizzato di trovarsi nelle condizioni immediatamente antecedenti all'innesco del dissesto franoso, adottando il profilo di superficie del pendio ricostruito grazie alle indicazioni dedotte dalla cartografia prodotta dallo studio Geosarc e dall'ing. Pellizza all'inizio degli anni '70.

La cartografia di cui sopra riporta, infatti, le quote del fondo scavo della cava e le pendenze medie della scarpata principale alla data di consegna dei summenzionati studi (planimetrie e sezioni).

Attraverso un procedimento iterativo si sono quindi individuati i valori dei parametri di resistenza a taglio dei materiali, espressi in termini di tensioni totali, che consentivano di avvicinarsi maggiormente al valore del fattore di sicurezza pari ad 1 (equilibrio limite).

Si è così riscontrato che tali valori non si discostavano dai valori "residui" dei suddetti parametri geotecnici desunti attraverso l'analisi condotta con il metodo del GSI.

Pertanto le sessioni d'analisi di stabilità all'equilibrio limite assumono i valori dei parametri di resistenza a taglio espressi in condizioni residue, così come indicato dalla parametrizzazione determinata attraverso la conversione dei parametri di Hoek-Brown in quelli di Mohr-Coulomb (valori "istantanei" dei parametri di resistenza a taglio; vd Hoek&Bray).

Le sessioni di analisi assumono superfici di scivolamento di tipo mistilineo diverse lungo ciascuna sezione, ipotizzando condizioni diverse di potenziale instabilità all'interno dei materiali modellizzati lungo il tratto di versante in frana.

Le verifiche tengono conto sia del profilo topografico attuale che di quello di progetto (riempimento in terre e rocce da scavo previsto a progetto).

Verifiche di stabilità all'equilibrio limite di stato attuale e di progetto

Assumendo le condizioni d'analisi sopra descritte per ciascuna delle 4 sezioni "geologiche" assunte quali maggiormente onerose (vd. Tav. C1 "Carta geolitologica strutturale e d'ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche" sc. 1: 500), si sono ottenuti i seguenti valori dei fattori di sicurezza:

Sezione 1

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato attuale	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie profonda (lungo tutto il versante; sup. n. 2)	1,66	3,38
Sup. maggiormente onerosa (sup. n. 1)	1,62	2,45
Sup. interna al rilevato di progetto (sup. n. 3)		2,88

Sezione 2

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato attuale	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie maggiormente onerosa (sup. n. 1)	Fs=1,11	1,32
Superficie estesa (sup. n. 2)	Fs=1,18	1,38
Sup. interna al rilevato di progetto (sup. n. 3)		1,73

Le analisi di stabilità lungo le restanti sezioni n. 6 ed 8 sono sviluppate assumendo unicamente le condizioni di stato attuale, non interessando (sezione n. 6) e/o solo marginalmente (sezione n. 8) il rilevato in terre e rocce da scavo in progetto.

Analisi di stabilità lungo la sezione 6

Le analisi assumono tre diverse superfici di scorrimento:

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato attuale
Sup.profonda in dolomia (sup. n.1)	Fs=1,11
Sup. media in caprauna (sup. n. 2)	Fs=1,21
Sup. alla base blocco calcari (sup. n. 3)	Fs=2,43

La prima superficie interessa tutto il tratto di versante interessato dal movimento franoso; la seconda superficie è stata ipotizzata al contatto fra la formazione di Caprauna e le Dolomie di S. Pietro dei Monti e la terza al di sotto del blocco in calcari cristallini.

Analisi di stabilità lungo la sezione 8

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato attuale
Superficie estesa al versante (1)	Fs=1,43
Superficie alla base del blocco calcari (2)	Fs=1,82

La superficie di taglio n. 2 interessa la base del blocco in calcari cristallini.

Si osserva immediatamente, anche solo per confronto tra i valori del fattore di sicurezza complessivo di stato attuale e di progetto, che lungo le sezioni n. 2 e 6 almeno una delle superfici assunte quali maggiormente conservative, indica condizioni di equilibrio geostatico delle scarpate molto prossime a quelle critiche.

I valori del fattore di sicurezza Fs, calcolato a mezzo delle verifiche di sicurezza, tenendo conto dei valori caratteristici dei parametri sismici sito dipendenti, sono appena superiori al valore minimo previsto per normativa Fs =1,1 (ex DM 14/01/2008, cap. 6, par. 6.8.2 - Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo).

Al contempo, risulta evidente il miglioramento delle condizioni di stabilità geostatiche lungo il tratto di versante in frana, in seguito alla realizzazione del rilevato di progetto in terre e rocce da scavo, condizione resa evidente dall'aumento dei valori del fattore di sicurezza complessivo, calcolati lungo tutte le superfici di rottura potenziali assunte nelle analisi sia dello stato di fatto che di progetto.

VERIFICHE DI STABILITA' A CORREDO DEL PROGETTO DI COLMATA IN TERRA

Le analisi di stabilità sono svolte in osservanza della vigente normativa geotecnica (Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 par.6.3), ed assumono nuove sezioni di verifica considerate maggiormente onerose lungo il profilo di superficie del rilevato in terre e rocce da scavo di progetto (vd. sezioni di raffronto tra progetto e stato attuale n. 1, 2, 3 e 4; tav. 1 "Planimetria di progetto-tracce di sezione di verifica").

Le verifiche di sicurezza sono svolte lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano le condizioni critiche, sia lungo l'interfaccia stratigrafica tra stato attuale e progetto, sia lungo superfici di potenziale scivolamento interessanti i soli riporti di progetto (colmata in terre e rocce da scavo).

Tutte le analisi sono svolte tenendo conto delle caratteristiche sismiche sito dipendenti.

Le verifiche di sicurezza, in questo contesto (verifica delle condizioni di equilibrio della colmata di progetto), assumono un modello dei rapporti intraformazionali semplificato, avendo già svolto le verifiche di dettaglio lungo le sezioni precedentemente analizzate.

Pertanto, ai parametri di resistenza a taglio attribuiti al substrato roccioso semplificato (un'unica formazione litologica), si sono attribuiti i valori "mediati" dei valori residui ricavati attraverso la classificazione GSI e riportati nella relazione di sintesi del modello geologico.

Valori dei parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle verifiche

Litotipo	γ	φ	c
Riporti di progetto	18	28	0,05
Riporti esistenti	17,4	30	0
Dolomie di S. Pietro dei Monti	28	21	1,63

γ = peso di volume espresso in kN/mc c = coesione espressa in Kg/cm^2

φ = angolo di attrito interno espresso in °

Applicando, successivamente, i coefficienti riduttivi (M2) indicati nel testo delle Norme tecniche per le costruzioni sotto riportati:

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

si sono calcolati i cosiddetti valori di "progetto" dei suddetti valori.

Nelle analisi di stabilità sono stati considerati i coefficienti parziali per le azioni da applicarsi nelle verifiche di tipo strutturale (STR-A1) e geotecnico (GEO-A2).

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Valori dei parametri sismici utilizzati nelle verifiche

Kh_{medio}=0.039

Kv_{medio}=0.02

Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità all'equilibrio limite

Sezione n. 1

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie profonda (sup. n. 2)	Fs=1,72
Superficie all'interno dei riporti di progetto (sup. n. 1)	Fs= 1,21

Sezione n. 2

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie profonda (sup. n. 2)	Fs=1,69
Superficie all'interno dei riporti di progetto (sup. n. 1)	Fs= 1,52

Sezione n. 3

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie profonda (sup. n. 2)	Fs=1,46
Superficie all'interno dei riporti di progetto (sup. n. 1)	Fs= 1,18

Sezione n. 4

Metodo di Janbu semplificato	Verifica di stabilità profilo di stato di progetto
Superficie profonda (sup. n. 2)	Fs=1,50
Superficie all'interno dei riporti di progetto (sup. n. 1)	Fs= 1,18

I risultati delle analisi svolte per la ricerca delle condizioni di equilibrio limite lungo i diversi profili trasversali al corpo della colmata ne indicano inequivocabilmente le condizioni di equilibrio e sicurezza.

In particolare, si sono assunte le condizioni d'analisi maggiormente conservative, adottando le sezioni trasversali ai fianchi della colmata maggiormente acclivi (settore SW; sezioni n. 3 e 4), in presenza di falda freatica, il cui profilo è dedotto dalle misure effettuate in corrispondenza dei piezometri allestiti sia lungo il fronte dell'ex sito estrattivo (piezometri tipo Casagrande a tre celle, installati nei fori di sondaggio S6 ed S4) e sul fondovalle (piezometro tipo aperto installato nel foro di sondaggio S3V; vd. Tav. C1 allegata al modello geologico).

COMPARTO D'INTERVENTO 2: PROGETTO EDILIZIO

VERIFICHE FONDAZIONALI

Nel comparto di progetto relativo alla realizzazione degli edifici destinati ad uso residenziale le verifiche di fattibilità geotecnica attengono alle analisi di tipo "fondazionale", dato che il progetto presuppone l'apertura di fronti di scavo modesti e le fondazioni degli edifici insisteranno omogeneamente in seno al litotipo dolomitico della formazione di S. Pietro dei Monti.

In osservanza del D.M. 14/01/2008 NTC, par. 6.4.2, le analisi di tipo fondazionale devono verificare gli stati limite ultimi (SLU), in relazione al calcolo delle pressioni "limite ed ammissibile" e gli stati limite d'esercizio (SLE) nel determinare i valori del cedimento e delle potenziali deformazioni del terreno al di sotto del piano di fondazione.

In particolare, ai sensi della normativa le verifiche devono essere svolte almeno nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e strutturale (STR):

-collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

-collasso per scorrimento sul piano di posa

Lo strutturista dovrà inoltre verificare lo stato limite di tipo strutturale (STR) al fine di determinare il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Nel caso specifico, si è adottato l'approccio 1- combinazione 1 ((A1-M1-R1) + 2 (A2-M2-R2)

I coefficienti da applicare alle azioni (A), ai parametri geotecnici (M) ed alle resistenze (R) sono riportati nelle tabelle sottostanti.

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale γ_{qu}=1,6 (par. 6.2.3.1.2. NTC 2008).

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

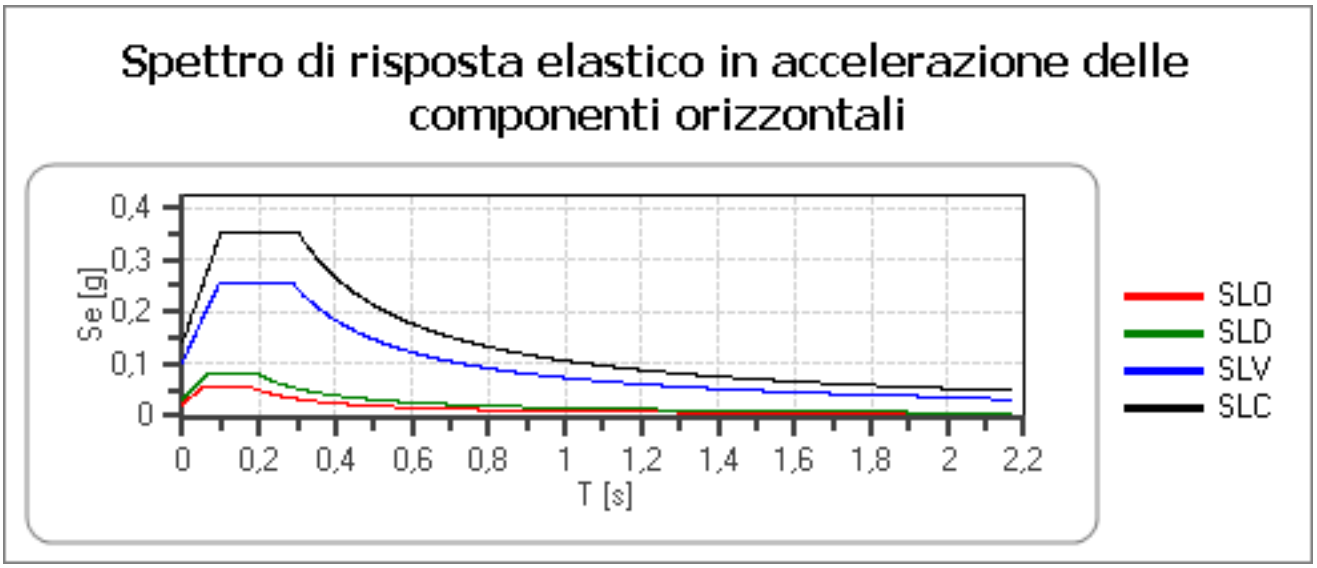
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

PARAMETRI SITO DIPENDENTI – SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO

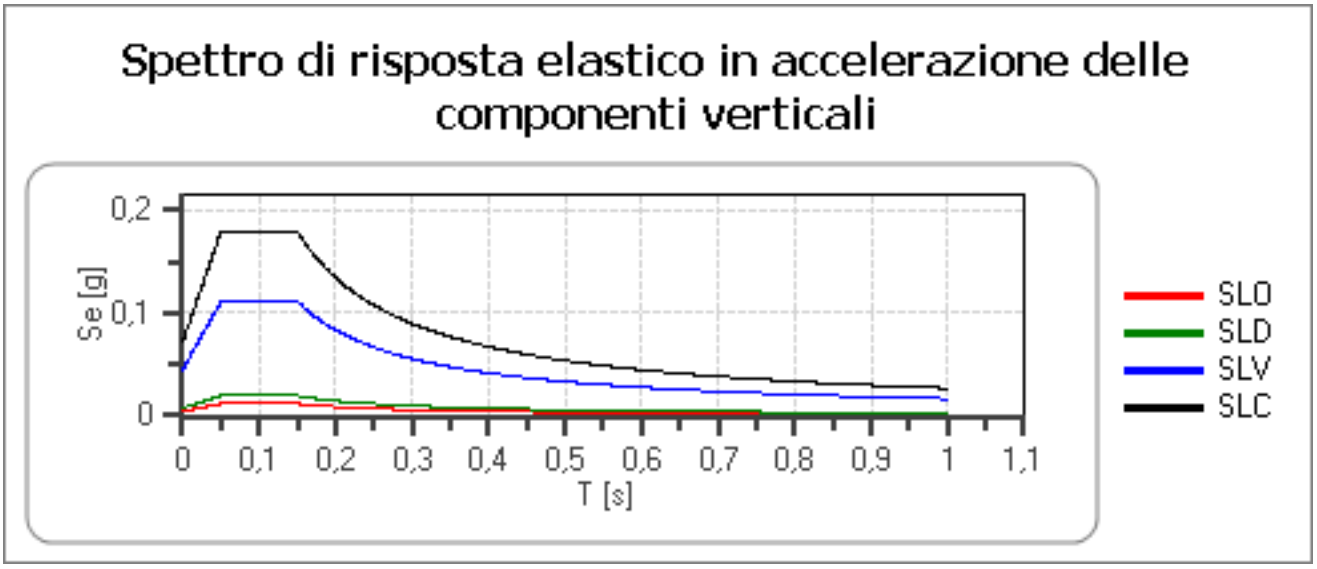
Nel seguito, si riportano i valori dei parametri sismici ed i relativi spettri di risposta rispetto agli diversi stati limite e nelle condizioni di "progetto sito dipendenti", del solo SLV.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso
ξ = 5 % Fattore che altera lo spettro
elastico η = 1,000



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	η	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,023	2,542	0,170	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,057	0,170	1,691
SLD	1	0,032	2,510	0,196	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,065	0,196	1,729
SLV	1	0,104	2,465	0,287	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,096	0,287	2,015
SLC	1	0,142	2,484	0,301	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,100	0,301	2,168



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	η	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,023	2,542	0,170	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,032	2,510	0,196	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,104	2,465	0,287	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,142	2,484	0,301	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettro di progetto

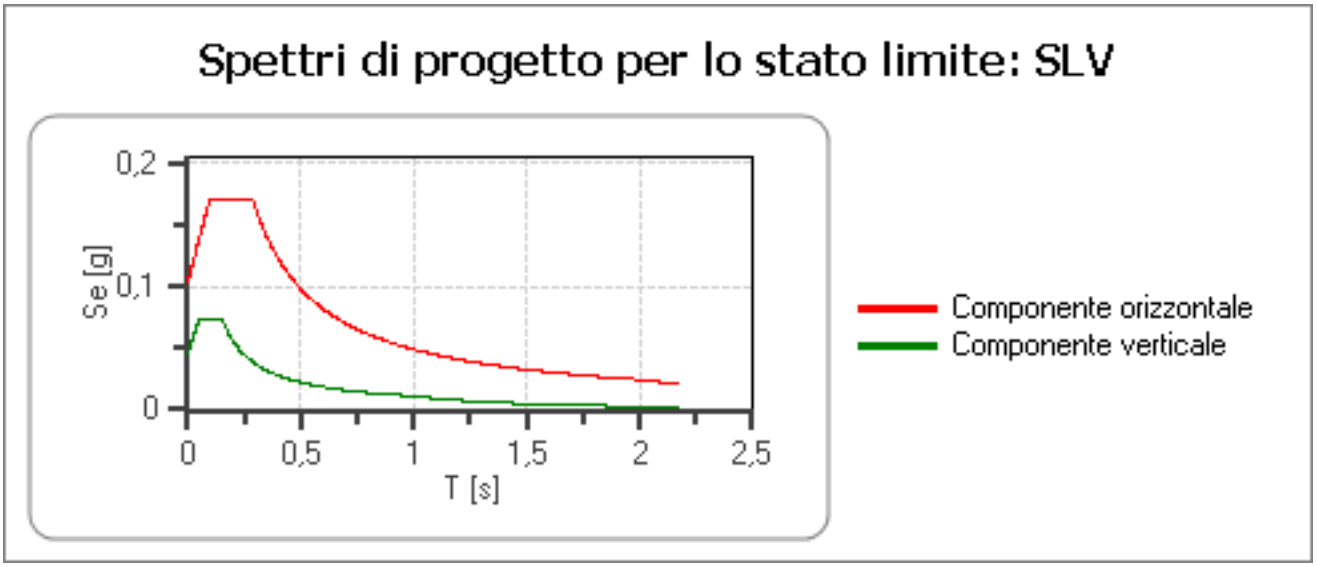
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

η per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5

η per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLV



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLV orizzontale	1	0,104	2,465	0,287	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,096	0,287	2,015
SLV verticale	1	0,104	2,465	0,287	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

Calcolo del valore della pressione limite sul piano di fondazione

Dai valori dei parametri caratteristici si sono ricavati i parametri di progetto

Litotipo	g	f	c
Dolomie di S. Pietro dei Monti	28	21°	1,63

γ = peso di volume espresso in kN/mc c = coesione espressa in Kg/cm^2

φ = angolo di attrito interno espresso in °

Le sessioni d'analisi di cui all'allegato n. 2, "tabelle e diagrammi di sintesi delle analisi di pressione limite ed ammissibile sul terreno in fondazione e calcolo dei cedimenti" indicano l'ammissibilità

del progetto di fondazioni a platea, incastrata omogeneamente nelle dolomie della formazione di S. Pietro dei Monti.
Le analisi sono eseguite sia in condizioni statiche che dinamiche in osservanza della vigente normativa (NTC 2008, par. 6.4.2.1 e 6.4.2.2) risultano ampiamente verificate.

I valori del cedimento elastico del terreno al di sotto del piano d'appoggio risultano essere coerenti con i valori accettati nella pratica comune per edifici destinati a residenza (s<3,0 cm.)

CONCLUSIONI

A conclusione della presente relazione si è in grado di riassumere sinteticamente come nel seguito i punti salienti in essa contenuti:
- Il modello geotecnico del tratto di versante a monte dell'area dell'ex sito estrattivo la Segiunà è mutuato dal modello geologico e le sezioni geotecniche analizzate risultano corenti con quelle geologico interpretative;
- I valori medi dei principali parametri geotecnici dei differenti materiali assunti nel corso delle analisi di stabilità all'equilibrio limite sono estrapolati sia dal rilevamento di superficie sui litotipi e dalle analisi sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi geognostici realizzati nella campagna d'indagine eseguita nell'anno 2011 (metodi di classificazione dell'ammasso roccioso; vd. elaborato C), sia dall'interpretazione dei dati di campagna desunti dall'indagine geognostica che ha interessato il riempimento esistente alla base dei fronti dell'ex cava (prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti DPSH anno 2009; vd elaborato C).
- Le analisi di stabilità all'equilibrio limite, svolte lungo differenti sezioni trasversali ai fronti della ex cava (n. 1, 2, 6 ed 8), assumono i profili di superficie dello stato di fatto e dello stato di progetto, nelle condizioni maggiormente onerose, ipotizzano superfici di scorrimento di tipo mistilineo e calcolo del fattore di sicurezza complessivo in condizioni dinamiche;
- Il raffronto dei valori del fattore di sicurezza, calcolato rispetto ai profili di stato attuale e di progetto, evidenzia sia le condizioni di sostanziale quiescenza del tratto di versante indagato, in accordo con quanto desunto dal monitoraggio statico di cui all'elaborato E, sia l'incremento dei valori del fattore di sicurezza "Fs" in presenza del rilevato di progetto;
- Le verifiche eseguite a corredo del progetto di colmata in terre e rocce da scavo (sezioni di progetto n. 1, 2, 3 e 4) analizzano la stabilità del corpo del riempimento in corrispondenza dei tratti di scarpata maggiormente acclivi, al fine di definire la fattibilità dell'intervento e le condizioni di sicurezza sotto il profilo geotecnico e normativo. Anche in questo caso si sono ottenuti valori di Fs sempre superiori al valore prescritto da normativa (Fs $\geq$ 1,1; ex DM 14/01/2008, cap. 6, par. 6.8.2 -

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo).

- Il progetto di sistemazione e messa in sicurezza dell'area di ex cava risulta coerente con gli studi e le soluzioni d'intervento proposte sin dal 1973 dal Corpo delle Miniere, dott. ing S. Pelizza e dallo studio Geosarc e dallo studio dott. geol. F. Carieri nel 1982.

- Il comparto di progetto relativo alle nuove edificazioni, ubicato alla base del versante, che andranno a sostituire i piazzali di lavorazione della ditta committente, previa demolizione degli impianti a servizio dell'ex cava la Segiunà, non presenta elementi pregiudizievoli per la stabilità e l'equilibio idrogeologico di versante, essendo previsti modestissimi fronti di scavo per la realizzazione dei box interrati sottostanti gli edifici ad uso residenziale, il cui piano di fondazione appoggerà omogeneamente sul substrato roccioso, debitamente scarificato dell'orizzonte superficiale maggiormente alterato;
- Le analisi fondazionali svolte in osservanza di quanto previsto dalla vigente normativa geotecnica dimostrano ampiamente il soddisfacimento dei criteri prestazionali previsti.

Savona febbraio 2013

ALLEGATI

Allegato n. 1 - Analisi di stabilità all'equilibrio limite lungo le sezioni di stato attuale/progetto

Allegato n. 2 - Tabelle e diagrammi di sintesi delle analisi di pressione limite ed ammissibile sul terreno in fondazione e calcolo dei cedimenti

COMUNE DI BOISSANO

Provincia di Savona – Regione Liguria

RECUPERO AMBIENTALE – RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DISTRETTO DI TRASFORMAZIONE TRZ - EX CAVA SEGIUNA'

Allegato D.1

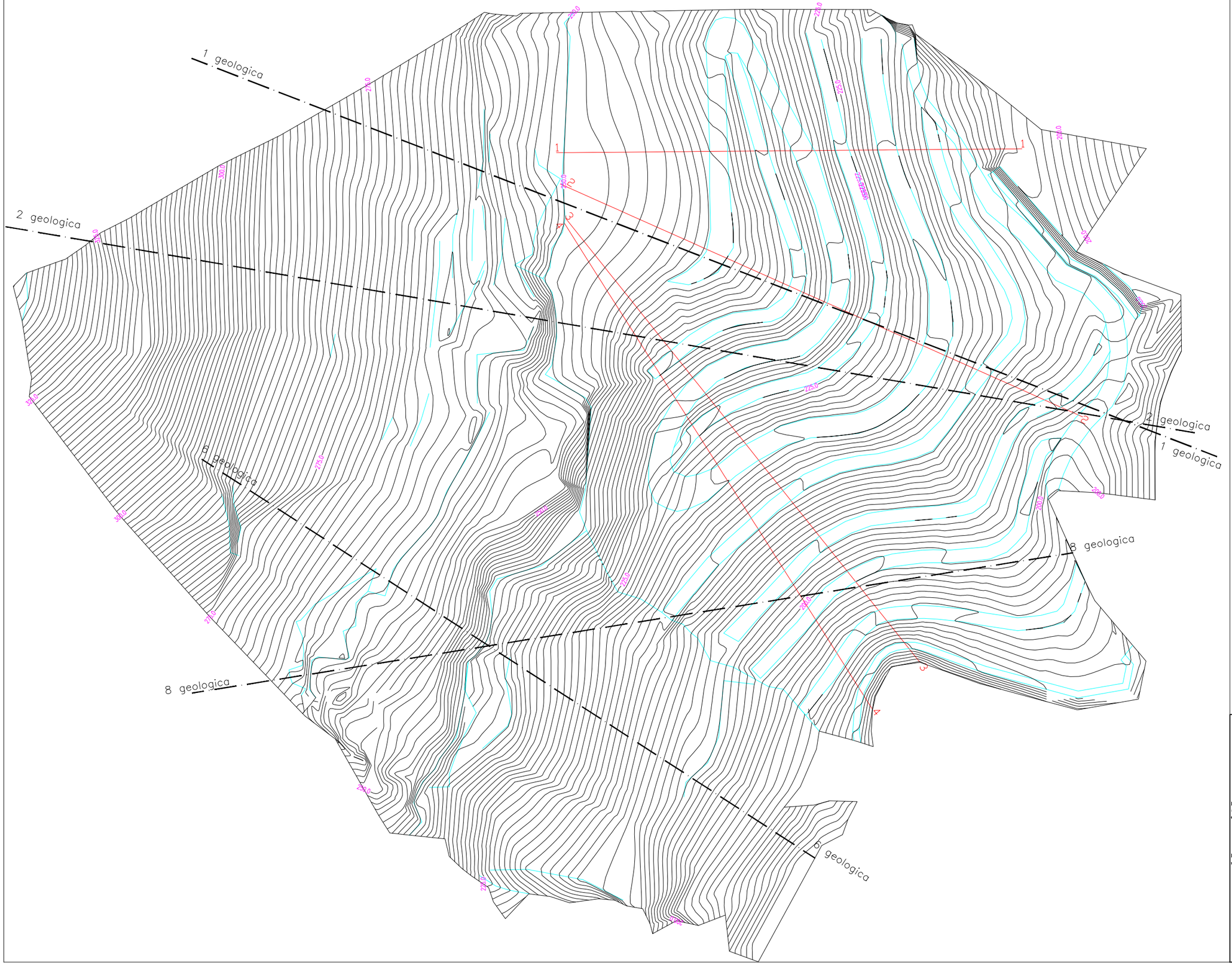
Planimetria di progetto e tracce di sezione in sc. 1: 1.000

Analisi di stabilità all'equilibrio limite lungo le sezioni di stato attuale/progetto:

- **fronti di cava (sezioni 1,2,6 ed 8)**

Analisi di stabilità all'equilibrio limite lungo le sezioni di progetto:

- **colmata in terre e rocce da scavo (sezioni 1, 2, 3 e 4)**



LEGENDA

Le tracce di sezione indicate come "geologiche" si riferiscono alle tracce di sezione di cui alla tavola C1 - Carta geolitologica strutturale e d'ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche

Le tracce di sezione di colore rosso si riferiscono al profilo di superficie della colmata di progetto in terre e rocce da scavo

Scala 1: 1.000

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.

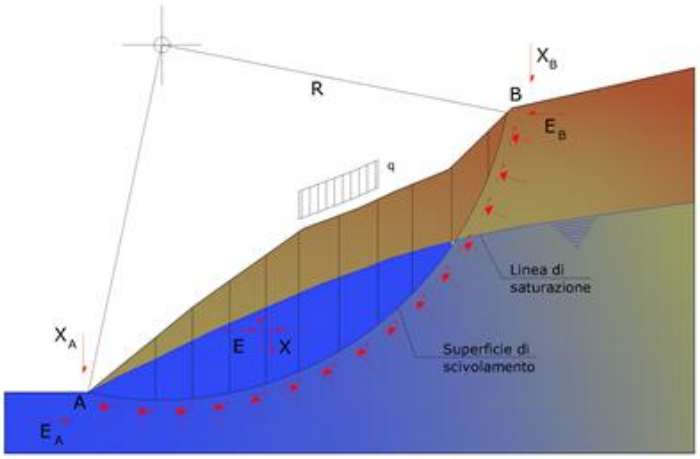
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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 conci

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

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

Complessivamente le incognite sono (6n-2).
Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

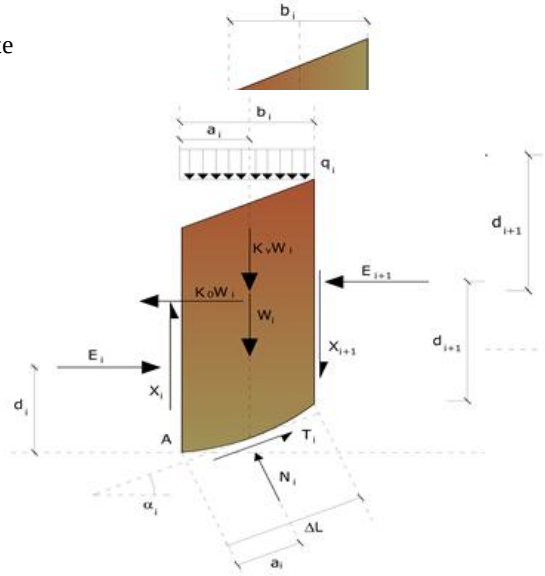
$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

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

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



Incognite (2n+1).
Le equazioni a disposizione sono:

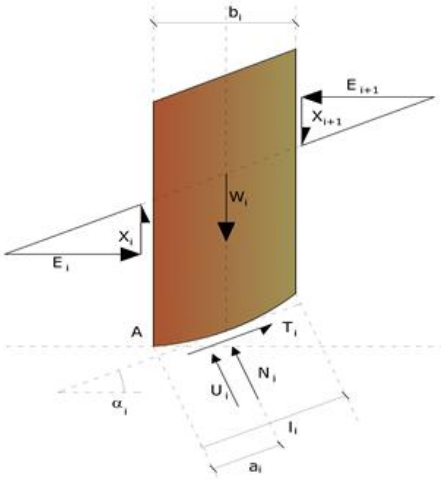
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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:



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

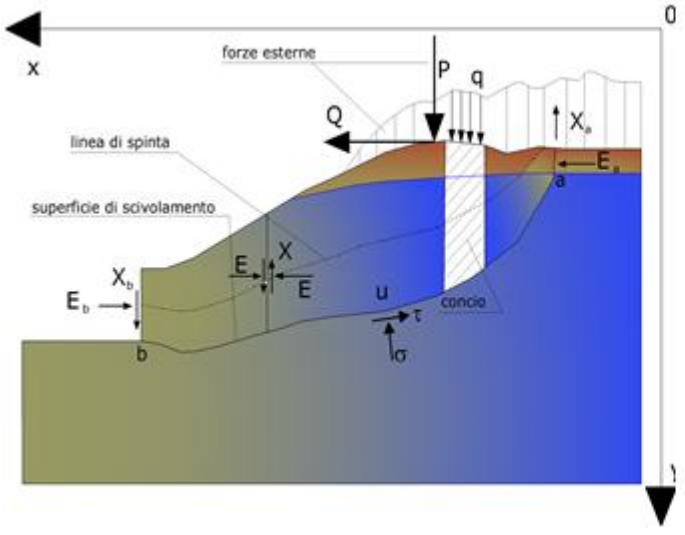
$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \dfrac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

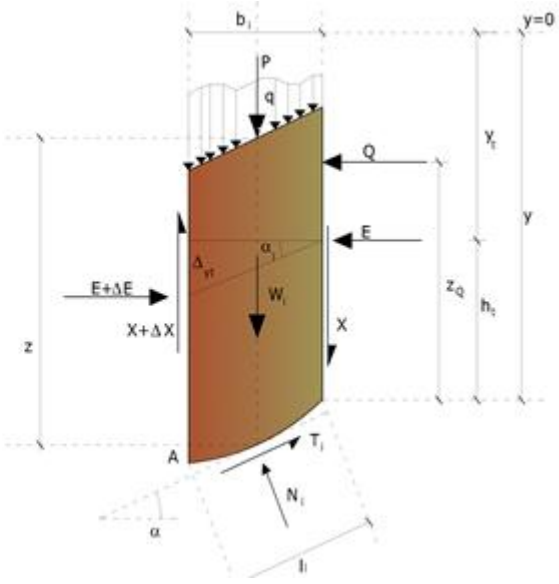
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi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

Metodo di Janbu (1956)

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

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



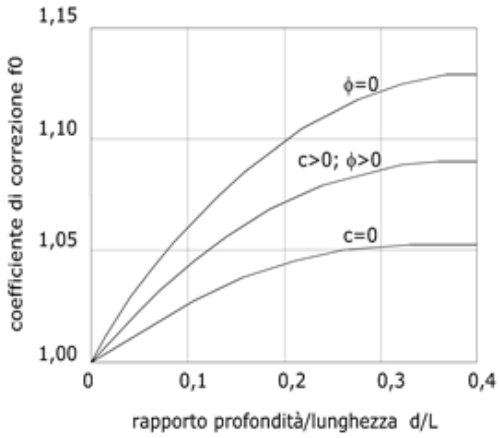


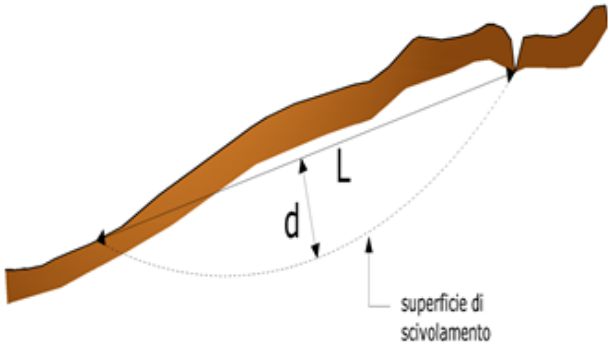
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

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

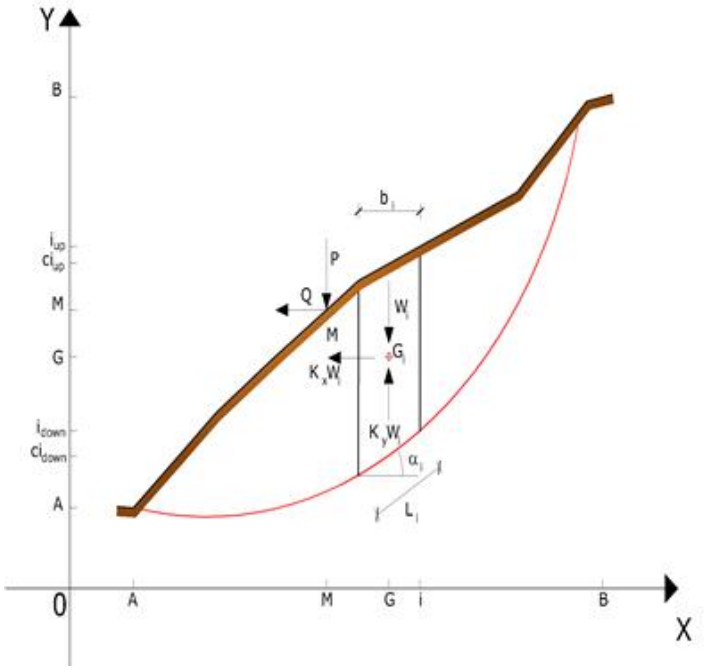
dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.





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;
$\mathbf{c_i}$ = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\boldsymbol{\phi_i}$ = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{L_i}$ = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{u_{ci}}$ = 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:

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

dove $\mathbf{x_0}$ ed $\mathbf{x_n}$ sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre $\mathbf{x_{ci}}$ 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:

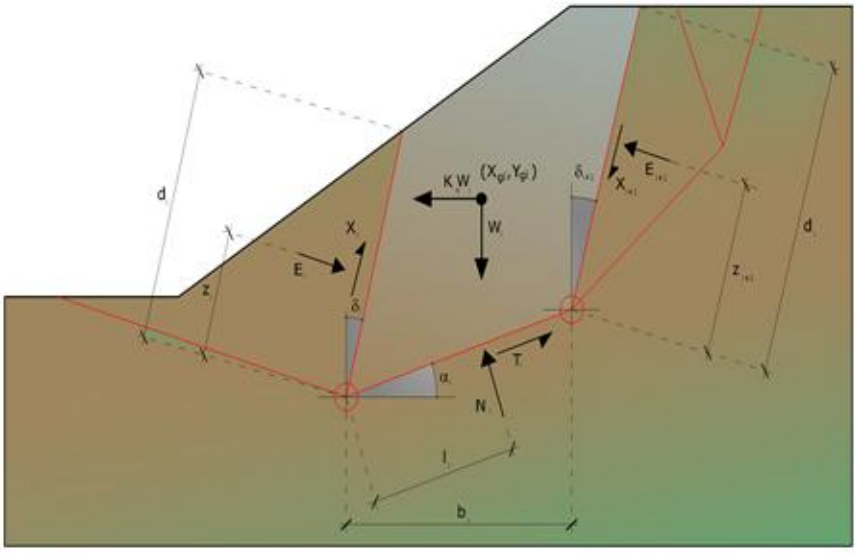
$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

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

$$\Sigma\Delta E_i = 0$$
$$\Sigma\Delta X_i = 0$$

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

$$\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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=Kc	**Accelerazione critica** se F=1
F=Fs	**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:

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

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 conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ;

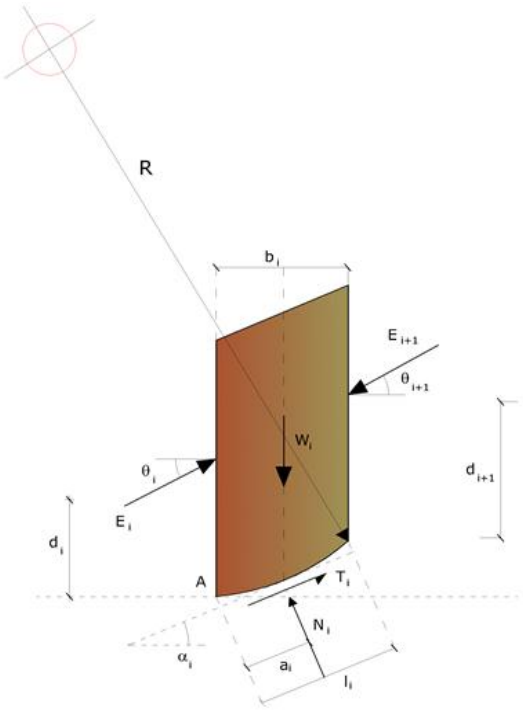
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i = 1 \ldots .n$.

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

dove:

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



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:

$$\sum(Q_i \cos\theta) = 0$$
$$\sum(Q_i sen\theta) = 0$$

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

2) $$\sum Q_i = 0$$

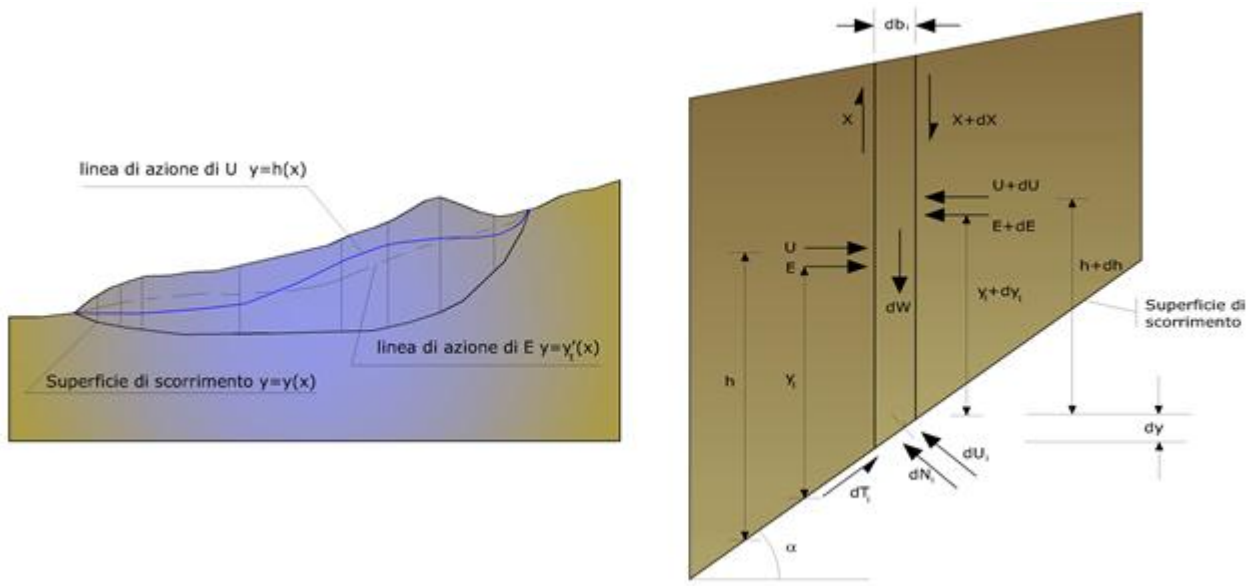
Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ, considerando 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 = λ 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, sinusoide, semisinusoide, 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**":

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



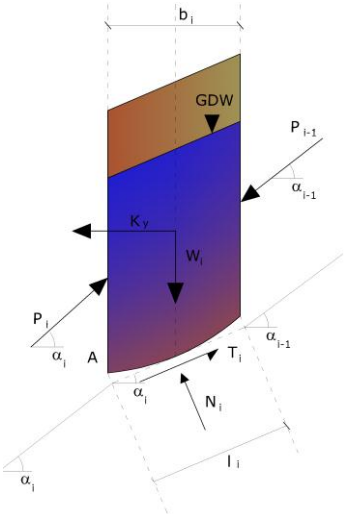
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Mongester e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)



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

-Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (αi), 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 Rp 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:

- $\mathbf{F_H}$ e $\mathbf{F_V}$ rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- $\mathbf{K_x}$ coefficiente sismico orizzontale;
- $\mathbf{K_y}$ 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×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

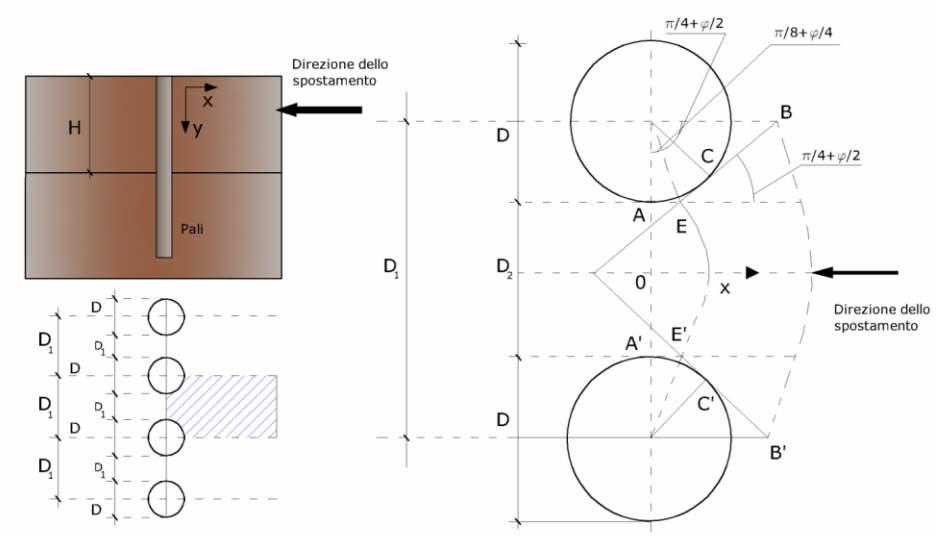
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato 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 + φ/2) e –(45 + φ/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:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1/\left(N_\varphi tag\varphi\right)\left(e^{k2} - 2\left(N_\varphi\right)^{1/2} tag\varphi - 1 \right) + K3 \right] - C\left[D_1 \cdot K_3 - D_2/\left(N_\varphi\right)^{1/2} \right] + \gamma Z/N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

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 = $tag^2(\pi/4 + \varphi/2)$

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

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

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

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

$$P = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1 \Big/ \left(N_\varphi tag\varphi \left(e^{k2} - 2(N_\varphi)^{1/2} tag\varphi - 1 \right) + K3 \right] \cdot H - C \cdot H \left[D_1 \cdot K3 - 2D_2 \Big/ (N_\varphi)^{1/2} \right] + 1/2\gamma \cdot H^2 \Big/ N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

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

$$P = 1/2\gamma \cdot H^2 \Big/ N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

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

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

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

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

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 (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che,escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ 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.

SEZIONE DI STATO ATTUALE n. 1

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Lat./Long.	44,1386/8,22429
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	6,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma generica	

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T4

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,23	2,54	0,17
S.L.D.	50,0	0,31	2,51	0,2
S.L.V.	475,0	1,02	2,47	0,29
S.L.C.	975,0	1,39	2,48	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,322	0,2	0,0066	0,0033
S.L.D.	0,434	0,2	0,0089	0,0044
S.L.V.	1,428	0,27	0,0393	0,0197
S.L.C.	1,946	0,27	0,0536	0,0268

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0393
Coefficiente azione sismica verticale	0,019 7

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	97,01	-283,87
2	122,27	-288,71
3	155,1	-289,77
4	175,76	-282,62
5	183,44	-277,06
6	193,5	-267,26
7	203,04	-259,32
8	210,98	-253,76
9	227,41	-246,11
10	250,97	-237,34
11	267,82	-227,39
12	274,95	-220,26
13	281,05	-212,15

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	152,36	-278,1
2	167,18	-280,72
3	176,8	-279,12
4	181,92	-274,96
5	188,01	-266,63
6	193,46	-257,33
7	197,6	-248,37

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm²)	cu (kg/cm²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	Litologia	
1	0		30	17.4	0	Riporti	
2	1.83		23	27		Calcari V. Tanarello	
3	1.42		19	26		Caprauna	
4	1.34		18.2	27		Quarziti P. Nava	
5	1.63		21	28		Dolomie S. Pietro	
6	1.63		21	28		Dolomie M. Carmo	

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

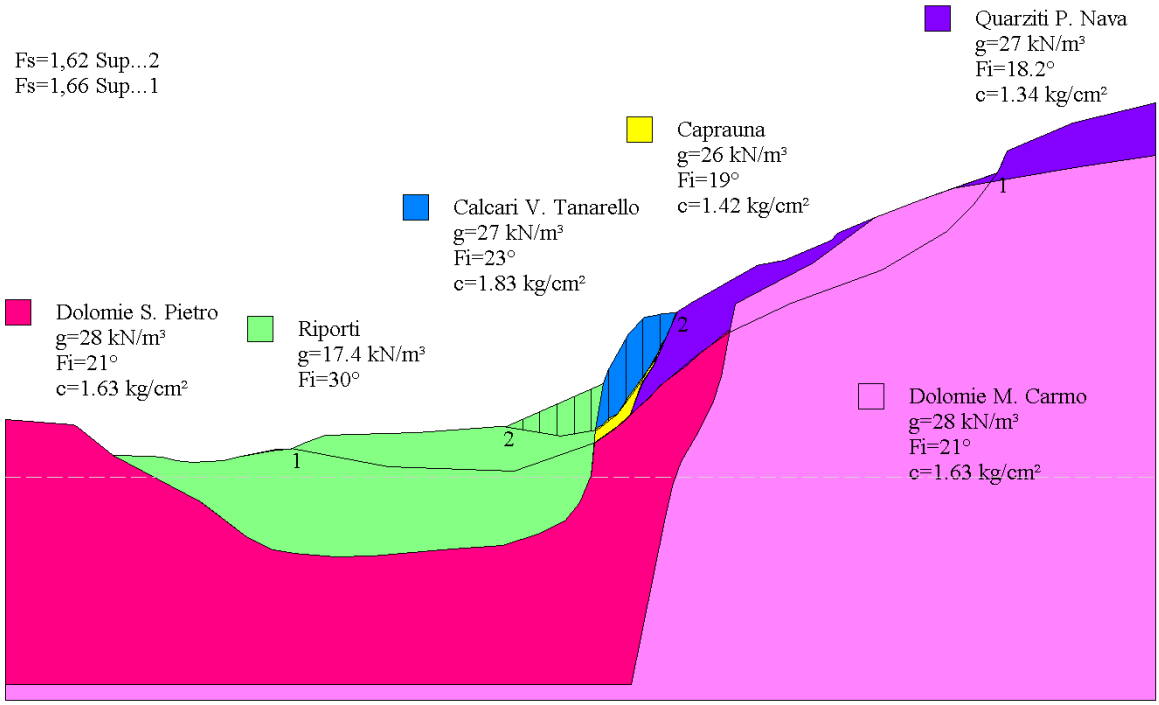
Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,66

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	18,38	-10,9	18,72	1378,57	54,18	27,16	0,0	24,8	0,0	1501,9	521,3
2	18,38	-5,2	18,46	2222,53	87,35	43,78	0,0	24,8	0,0	2302,6	788,1
3	18,38	-1,8	18,39	2820,57	110,85	55,57	0,0	24,8	0,0	2853,4	973,2
4	18,38	16,1	19,13	3351,17	131,7	66,02	0,0	24,8	0,0	3175,5	1126,8
5	18,38	34,9	22,41	7483,2	294,09	147,42	1,14	15,4	0,0	6864,7	3946,7
6	18,38	39,9	23,95	7915,94	311,1	155,94	1,3	17,1	0,0	7084,6	5035,9
7	18,38	27,0	20,64	7192,61	282,67	141,69	1,3	17,1	0,0	6347,0	3801,3
8	18,38	20,8	19,67	6345,12	249,36	125,0	1,3	17,1	0,0	5599,9	3343,8
9	18,38	27,0	20,64	6675,63	262,35	131,51	1,3	17,1	0,0	5826,6	3669,8
10	18,38	44,8	25,91	3048,75	119,82	60,06	1,3	17,1	0,0	1525,0	3933,6

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,62

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	4,48	-10,0	4,55	85,38	3,36	1,68	0,0	24,8	0,0	92,4	32,5
2	4,48	-10,0	4,55	264,01	10,38	5,2	0,0	24,8	0,0	285,6	100,5

3	4,48	-10,0	4,55	442,63	17,4	8,72	0,0	24,8	0,0	478,8	168,5
4	4,48	5,2	4,5	582,58	22,9	11,48	0,0	24,8	0,0	567,2	197,3
5	4,48	9,5	4,55	672,82	26,44	13,25	0,0	24,8	0,0	644,9	226,5
6	4,48	29,9	5,18	997,99	39,22	19,66	1,46	18,8	0,0	724,4	856,2
7	4,48	47,3	6,62	1823,66	71,67	35,93	1,46	18,8	0,0	1502,5	1616,5
8	4,48	54,7	7,76	1977,99	77,73	38,97	1,14	15,4	0,0	1940,8	1817,5
9	4,48	59,6	8,87	1495,46	58,77	29,46	1,46	18,8	0,0	925,8	2354,6
10	4,48	64,8	10,54	538,65	21,17	10,61	1,46	18,8	0,0	-745,3	2222,7



SEZIONE DI STATO ATTUALE n. 2

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	160,76	-275,85
2	167,99	-276,4
3	183,14	-270,08
4	194,81	-266,3
5	202,07	-261,56
6	217,85	-254,93
7	242,47	-236,31
8	261,74	-222,56
9	283,5	-209,17
10	313,28	-185,27
11	321,06	-173,19
12	324,35	-166,09

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	90,95	-283,76
2	98,92	-285,93
3	107,72	-287,74
4	118,33	-288,05
5	136,82	-285,62
6	167,14	-276,22
7	185,03	-269,55
8	198,67	-262,88
9	214,74	-256,52
10	242,94	-237,11
11	275,68	-214,07
12	282,35	-209,52
13	303,58	-192,85
14	313,88	-186,18
15	324,07	-166,17

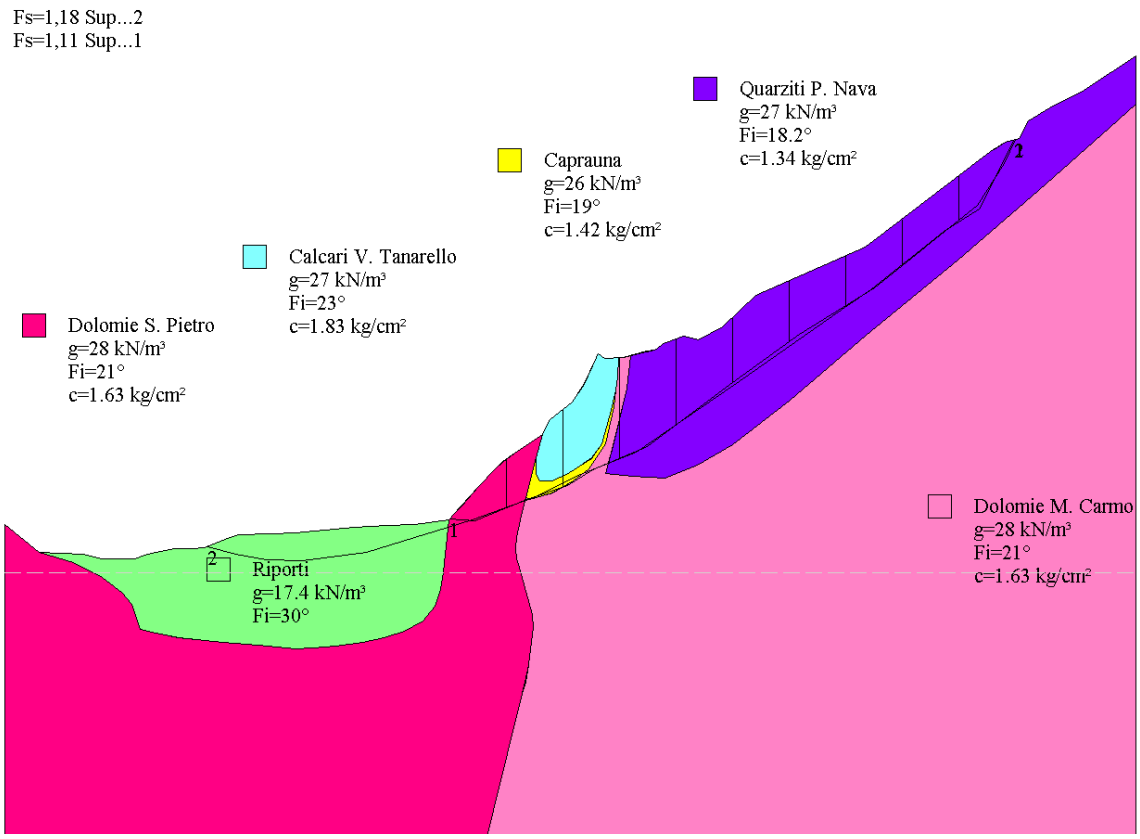
ESITI DELLA VERIFICA

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,11

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	16,35	11,4	16,68	3546,26	139,37	69,86	1,3	17,1	0,0	2955,0	3347,9
2	16,35	19,7	17,36	7115,34	279,63	140,17	1,14	15,4	0,0	6155,2	4161,3
3	16,35	27,3	18,39	13251,05	520,77	261,05	1,3	17,1	0,0	11614,5	7188,6
4	16,35	30,7	19,0	11493,48	451,69	226,42	1,07	14,7	0,0	10342,2	5920,1
5	16,35	37,1	20,49	8479,09	333,23	167,04	1,07	14,7	0,0	7303,7	5515,2
6	16,35	35,5	20,08	8694,89	341,71	171,29	1,07	14,7	0,0	7529,8	5427,5
7	16,35	32,3	19,34	7065,8	277,69	139,2	1,07	14,7	0,0	5911,1	4581,4
8	16,35	35,3	20,03	5791,67	227,61	114,1	1,07	14,7	0,0	4568,4	4375,5
9	16,35	38,8	20,96	5813,88	228,49	114,53	1,07	14,7	0,0	4516,5	4694,8
10	16,35	55,0	28,52	3234,13	127,1	63,71	1,07	14,7	0,0	722,2	6004,8

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,18

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	23,29	-10,1	23,66	2292,23	90,08	45,16	0,0	24,8	0,0	2539,9	1213,0
2	23,29	6,3	23,44	3130,48	123,03	61,67	0,0	24,8	0,0	2993,5	1416,3
3	23,29	17,2	24,39	1745,02	68,58	34,38	0,0	24,8	0,0	1594,5	785,0
4	23,29	19,6	24,73	7405,37	291,03	145,89	1,3	17,1	0,0	6041,4	5422,6
5	23,29	24,2	25,54	13898,15	546,2	273,79	1,14	15,4	0,0	12375,4	6981,7
6	23,29	30,9	27,14	15877,77	624,0	312,79	1,07	14,7	0,0	14449,5	7894,7
7	23,29	34,8	28,37	12319,3	484,15	242,69	1,07	14,7	0,0	10869,5	7245,1
8	23,29	35,1	28,46	10737,88	422,0	211,54	1,07	14,7	0,0	9243,6	6746,1
9	23,29	37,4	29,31	8134,84	319,7	160,26	1,07	14,7	0,0	6508,9	6141,0
10	23,29	51,1	37,07	4585,5	180,21	90,33	1,07	14,7	0,0	1791,6	7077,9


Fs=1,18 Sup...2
Fs=1,11 Sup...1
Quarziti P. Nava
g=27 kN/m³
Fi=18.2°
c=1.34 kg/cm²
Caprauna
g=26 kN/m³
Fi=19°
c=1.42 kg/cm²
Calcari V. Tanarello
g=27 kN/m³
Fi=23°
c=1.83 kg/cm²
Dolomie S. Pietro
g=28 kN/m³
Fi=21°
c=1.63 kg/cm²
Dolomie M. Carmo
g=28 kN/m³
Fi=21°
c=1.63 kg/cm²
Riporti
g=17.4 kN/m³
Fi=30°
1
2

SEZIONE DI STATO ATTUALE n. 6

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	55,18	-176,16
2	72,62	-177,69
3	93,69	-177,41
4	111,98	-172,97
5	136,93	-164,1
6	156,61	-153,57
7	177,96	-140,26
8	195,97	-127,51
9	207,06	-118,92
10	218,98	-113,1
11	221,75	-109,22
12	225,08	-94,25
13	226,89	-74,91

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	80,88	-158,75
2	105,61	-158,28
3	130,0	-155,79
4	151,34	-149,97
5	173,24	-143,04
6	190,98	-130,56
7	204,84	-119,75
8	218,7	-113,93
9	222,31	-105,06
10	227,0	-74,85

Vertici superficie Nr...3

N	X m	y m
1	162,44	-112,22
2	174,91	-116,98
3	184,61	-119,75
4	199,02	-120,31
5	207,62	-118,09
6	216,49	-114,76
7	221,2	-106,45
8	225,36	-88,15
9	226,27	-75,24

ESITI DELLA VERIFICA

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,11

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	17,17	-5,0	17,23	5429,92	213,4	106,97	1,3	17,1	0,0	5826,6	4324,7
2	17,17	0,7	17,17	9007,63	354,0	177,45	1,3	17,1	0,0	8945,5	5333,3
3	17,17	10,6	17,46	14161,93	556,56	278,99	1,3	17,1	0,0	13141,9	6881,8
4	17,17	17,8	18,03	16687,04	655,8	328,73	1,3	17,1	0,0	15119,4	7873,9
5	17,17	21,7	18,48	17465,59	686,4	344,07	1,14	15,4	0,0	16018,7	7517,0
6	17,17	28,5	19,54	17318,75	680,63	341,18	1,14	15,4	0,0	15871,1	8041,8
7	17,17	31,9	20,23	16604,96	652,58	327,12	1,14	15,4	0,0	15229,5	8199,5
8	17,17	34,8	20,91	15672,63	615,93	308,75	1,14	15,4	0,0	14371,0	8262,2
9	17,17	35,7	21,13	21705,47	853,02	427,6	1,14	15,4	0,0	20516,3	10629,5
10	17,17	68,1	45,98	8175,82	321,31	161,06	1,46	18,8	0,0	2197,6	21238,1

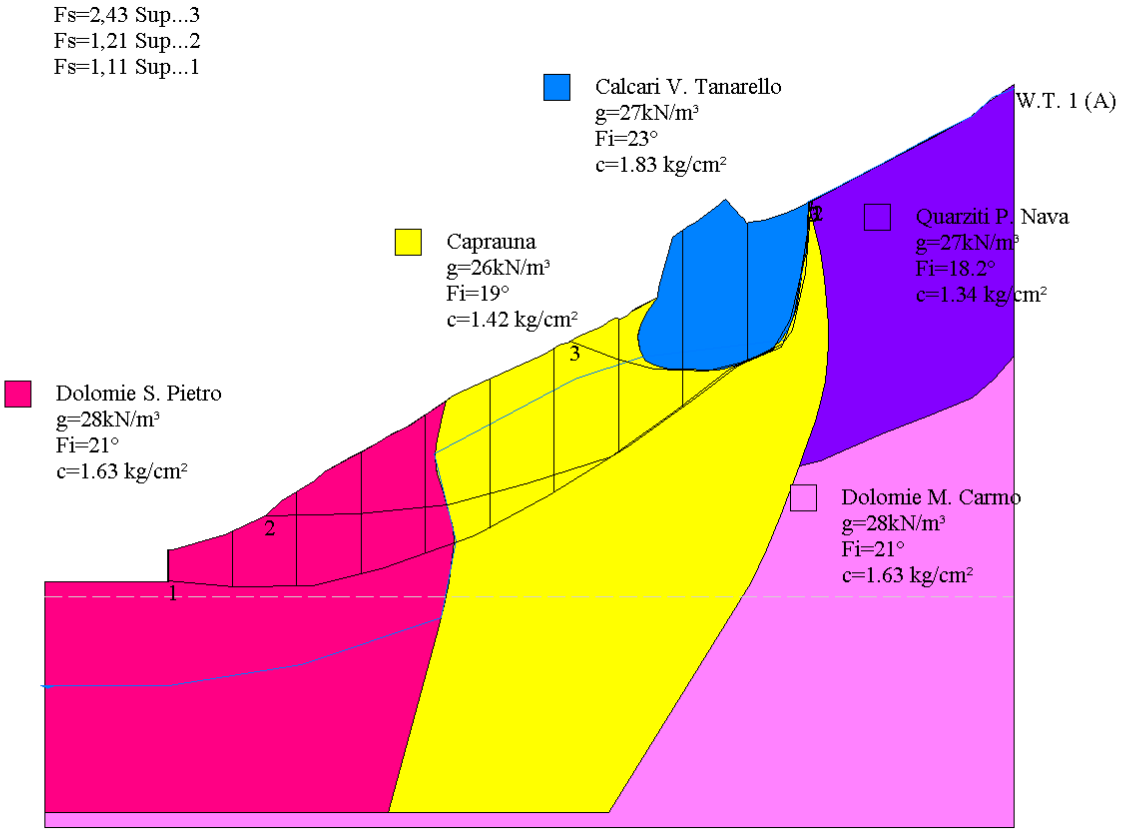
Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,21

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	14,59	1,1	14,59	2287,38	89,89	45,06	1,3	17,1	0,0	2239,4	2533,7
2	14,59	2,6	14,6	5851,2	229,95	115,27	1,3	17,1	0,0	5693,1	3590,7
3	14,59	5,8	14,66	8681,52	341,18	171,03	1,3	17,1	0,0	8278,6	4405,2
4	14,59	12,0	14,92	10785,65	423,88	212,48	1,14	15,4	0,0	10089,6	4504,1
5	14,59	15,7	15,15	11912,67	468,17	234,68	1,14	15,4	0,0	11054,9	4877,2

6	14,59	17,6	15,3	12872,35	505,88	253,59	1,14	15,4	0,0	11934,3	5194,3
7	14,59	30,2	16,87	12912,62	507,47	254,38	1,14	15,4	0,0	11952,8	5934,2
8	14,59	36,5	18,14	18200,72	715,29	358,55	1,14	15,4	0,0	17596,7	8472,5
9	14,59	30,7	16,96	17782,52	698,85	350,32	1,14	15,4	0,0	16835,4	7529,8
10	14,59	70,7	44,15	6909,67	271,55	136,12	1,46	18,8	0,0	1503,5	20562,5

Superficie Nr...3 Fattore di sicurezza=2,43

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	6,37	-20,9	6,82	498,75	19,6	9,83	1,14	15,4	0,0	714,0	505,5
2	6,37	-20,6	6,81	1399,16	54,99	27,56	1,14	15,4	0,0	1723,4	650,4
3	6,37	-15,9	6,63	2208,16	86,78	43,5	1,14	15,4	0,0	2497,7	732,4
4	6,37	-8,7	6,44	3170,13	124,59	62,45	1,14	15,4	0,0	3330,1	816,9
5	6,37	-2,2	6,38	6276,91	246,68	123,66	1,14	15,4	0,0	6328,2	1212,4
6	6,37	2,5	6,38	6984,93	274,51	137,6	1,14	15,4	0,0	6935,4	1295,4
7	6,37	14,5	6,58	7654,76	300,83	150,8	1,46	18,8	51,0	7140,3	1718,3
8	6,37	20,1	6,79	6263,76	246,17	123,4	1,46	18,8	39,0	5869,7	1560,6
9	6,37	48,2	9,56	5700,37	224,02	112,3	1,46	18,8	0,0	6562,3	2666,8
10	6,37	79,2	34,06	2601,98	102,26	51,26	1,46	18,8	0,0	653,5	13495,0



SEZIONE DI STATO ATTUALE n. 8

SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	109,44	-174,55
2	121,58	-176,67
3	132,5	-177,21
4	157,6	-173,67
5	172,61	-169,03
6	191,98	-161,39
7	211,63	-154,02
8	220,36	-148,29
9	226,37	-143,38
10	234,83	-130,01
11	245,51	-110,27

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	150,56	-151,13
2	160,33	-152,11
3	172,88	-152,38
4	186,8	-150,2
5	197,17	-146,65
6	208,36	-142,29
7	216,3	-135,94

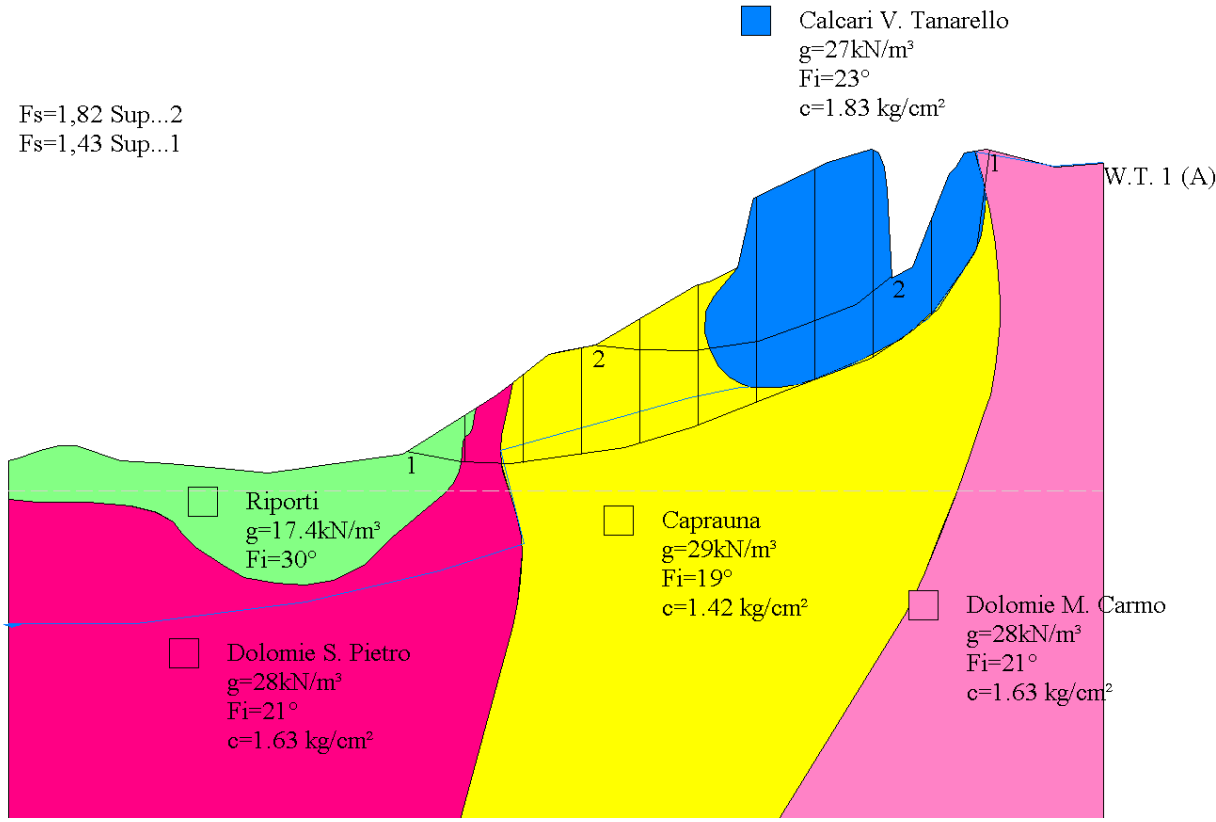
ESITI DELLA VERIFICA

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,43

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	13,59	-9,1	13,76	1266,59	49,78	24,95	0,0	24,8	0,0	1379,3	613,4
2	13,59	0,6	13,59	5710,43	224,42	112,5	1,3	17,1	0,0	5677,7	3310,6
3	13,59	8,0	13,72	9087,48	357,14	179,02	1,14	15,4	0,0	8652,1	3757,1
4	13,59	12,4	13,91	10105,48	397,15	199,08	1,14	15,4	0,0	9477,7	4050,6
5	13,59	18,8	14,35	11789,22	463,32	232,25	1,14	15,4	0,0	10959,1	4637,8
6	13,59	21,5	14,61	14359,49	564,33	282,88	1,14	15,4	0,0	13437,4	5447,0
7	13,59	20,6	14,52	16881,0	663,42	332,56	1,14	15,4	0,0	15891,5	6090,8
8	13,59	27,1	15,27	16488,56	648,0	324,82	1,46	18,8	0,1	14978,8	7778,4
9	13,59	47,8	20,22	7106,02	279,27	139,99	1,46	18,8	0,0	5555,1	6779,6
10	13,59	60,8	27,86	5321,71	209,14	104,84	1,3	17,1	127,8	845,9	7452,6

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,82

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	6,53	-5,7	6,56	411,66	16,18	8,11	1,14	15,4	0,0	470,6	569,6
2	6,53	-3,2	6,54	1243,61	48,87	24,5	1,14	15,4	0,0	1285,9	714,2
3	6,53	-1,2	6,53	2026,94	79,66	39,93	1,14	15,4	0,0	2045,9	850,4
4	6,53	5,2	6,56	2676,01	105,17	52,72	1,14	15,4	0,0	2599,9	956,6
5	6,53	8,9	6,61	2828,76	111,17	55,73	1,46	18,8	0,0	2671,6	1237,2
6	6,53	14,1	6,73	5527,32	217,22	108,89	1,46	18,8	0,0	5245,0	1864,9
7	6,53	18,9	6,9	5744,56	225,76	113,17	1,46	18,8	0,0	5432,7	1973,3
8	6,53	21,1	7,0	5883,52	231,22	115,91	1,46	18,8	0,0	5570,5	2044,6
9	6,53	25,3	7,23	5817,16	228,61	114,6	1,46	18,8	0,0	5527,7	2123,1
10	6,53	38,6	8,36	5245,18	206,14	103,33	1,46	18,8	0,0	5160,3	2487,7


Calcari V. Tanarello
g=27kN/m³
Fi=23°
c=1.83 kg/cm²
Fs=1,82 Sup...2
Fs=1,43 Sup...1
W.T. 1 (A)
1
2
2
1
Riporti
g=17.4kN/m³
Fi=30°
Caprauna
g=29kN/m³
Fi=19°
c=1.42 kg/cm²
Dolomie M. Carmo
g=28kN/m³
Fi=21°
c=1.63 kg/cm²
Dolomie S. Pietro
g=28kN/m³
Fi=21°
c=1.63 kg/cm²

SEZIONE n. 1 DI PROGETTO

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Normativa	
Numero di strati	7,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma generica	

Sisma

Coefficiente azione sismica verticale	0,0197

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	61,72	-285,71
2	61,43	-285,71
3	122,27	-288,71
4	155,1	-289,77
5	175,76	-282,62
6	183,44	-277,06
7	193,5	-267,26
8	203,04	-259,32
9	210,98	-253,76
10	227,41	-246,11
11	250,97	-237,34
12	267,82	-227,39
13	274,95	-220,26
14	281,2	-212,09

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	92,98	-274,96
2	167,18	-280,72
3	176,8	-279,12
4	181,92	-274,96
5	188,01	-266,63
6	193,46	-257,33
7	201,61	-239,76

Vertici superficie Nr...3

N	X m	y m
1	126,92	-263,91
2	137,04	-267,12
3	155,14	-266,88
4	171,62	-263,88
5	184,23	-254,65
6	188,85	-249,41
7	197,22	-248,41
8	213,81	-238,44

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

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

Strato	c (kN/m²)	cu (kN/m²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	5		28	18	20	0,00	riporti di progetto	
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti di stato attuale	
3	183		23	27	27	0,00	calcari di Val Tanarello	
4	142		19	26	26	0,00	formazione di Caprauna	
5	134		18,2	27	27	0,00	quarziti di ponte di Nava	
6	163		20,6	28	28	0,00	dolomie di S P dei Monti	
7	163		20,6	28	28	0,00	dolomie di M. Carmo	

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

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=2,45

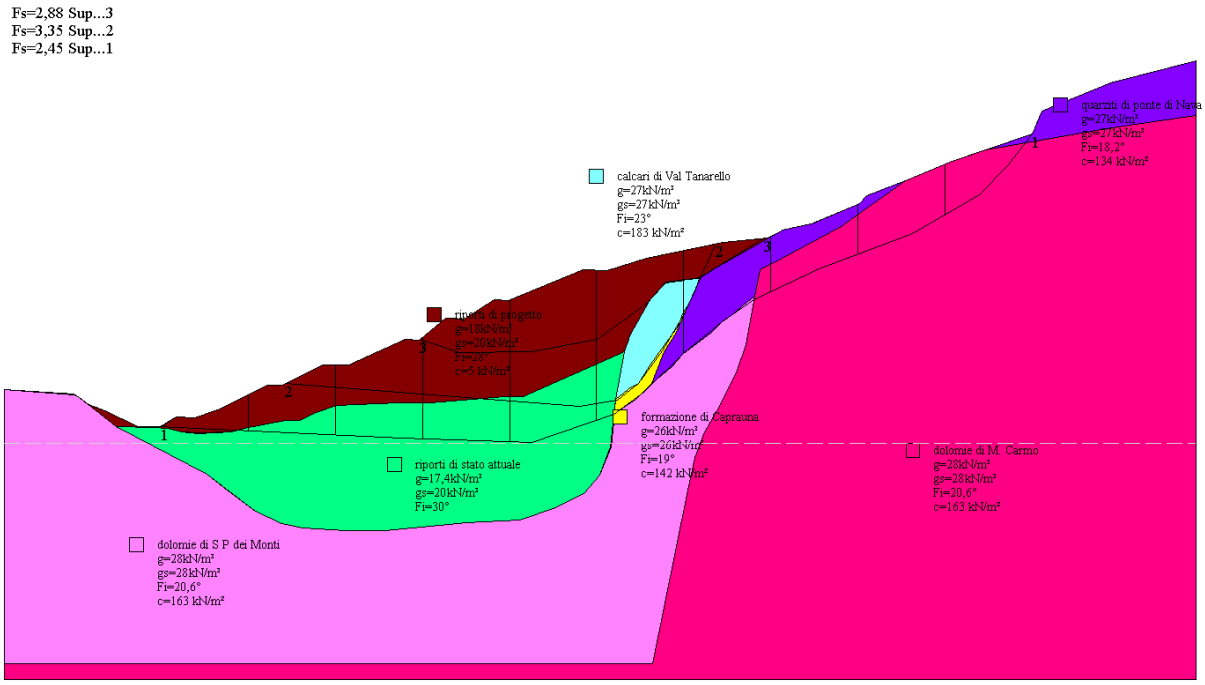
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	21,94	-2,8	21,96	145673,9	0,0	2869,78	5,0	28,0	0,0	148026,3	44052,1
2	21,94	-2,8	21,96	524768,9	0,0	10337,95	0,0	30,0	0,0	532850,8	150740,3
3	21,94	-2,6	21,96	851758,8	0,0	16779,65	0,0	30,0	0,0	863673,2	244279,8
4	21,94	-1,8	21,95	1225820,0	0,0	24148,65	0,0	30,0	0,0	1237740,0	349904,1
5	21,94	14,0	22,61	1487545,0	0,0	29304,63	0,0	30,0	0,0	1432159,0	417116,2
6	21,94	37,4	27,6	1627365,0	0,0	32059,09	142,0	19,0	0,0	1681822,0	602674,9
7	21,94	35,5	26,93	1123231,0	0,0	22127,64	163,0	20,6	0,0	1081341,0	513232,2
8	21,94	23,0	23,82	774753,6	0,0	15262,65	163,0	20,6	0,0	704426,3	351157,1
9	21,94	24,4	24,09	825344,6	0,0	16259,29	163,0	20,6	0,0	754440,3	367692,6
10	21,94	42,8	29,9	397521,4	0,0	7831,17	163,0	20,6	0,0	270481,8	399339,9

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=3,35

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	10,84	-4,4	10,87	62616,0	0,0	1233,54	5,0	28,0	0,0	63903,1	14180,5
2	10,84	-4,4	10,87	119825,6	0,0	2360,56	5,0	28,0	0,0	122145,8	25292,0
3	10,84	-4,4	10,87	234286,6	0,0	4615,45	5,0	28,0	0,0	238673,8	47523,2
4	10,84	-4,4	10,87	346300,1	0,0	6822,11	5,0	28,0	0,0	352710,0	69279,0
5	10,84	-4,4	10,87	447515,3	0,0	8816,05	5,0	28,0	0,0	455752,9	88937,6
6	10,84	-4,4	10,87	535709,3	0,0	10553,47	0,0	30,0	0,0	546086,3	113125,2
7	10,84	-2,0	10,85	632013,3	0,0	12450,66	0,0	30,0	0,0	637078,6	131661,0
8	10,84	19,4	11,49	630775,5	0,0	12426,28	0,0	30,0	0,0	623342,4	136456,0
9	10,84	53,5	18,21	676687,0	0,0	13330,73	183,0	23,0	0,0	807117,5	409919,7
10	10,84	63,9	24,66	220147,6	0,0	4336,91	183,0	23,0	0,0	125484,3	417919,3

Superficie Nr...3 Fattore di sicurezza=2,88

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	8,67	-17,6	9,1	79766,63	0,0	1571,4	5,0	28,0	0,0	90699,3	23144,1
2	8,67	-2,1	8,68	148811,6	0,0	2931,59	5,0	28,0	0,0	150231,8	35201,5
3	8,67	0,8	8,67	204923,4	0,0	4036,99	5,0	28,0	0,0	204292,7	47174,4
4	8,67	8,0	8,76	246969,0	0,0	4865,29	5,0	28,0	0,0	241592,2	56011,9
5	8,67	10,3	8,81	280778,1	0,0	5531,33	5,0	28,0	0,0	273989,6	63689,2
6	8,67	33,2	10,36	236693,2	0,0	4662,86	5,0	28,0	0,0	245674,5	67737,1
7	8,67	41,8	11,63	174014,6	0,0	3428,09	5,0	28,0	0,0	192930,6	60732,0
8	8,67	14,1	8,94	127274,6	0,0	2507,31	183,0	23,0	0,0	108858,0	91675,3
9	8,67	29,0	9,92	97131,45	0,0	1913,49	5,0	28,0	0,0	97863,0	27242,6
10	8,67	31,0	10,11	34971,72	0,0	688,94	5,0	28,0	0,0	34858,5	11532,4



SEZIONE n. 2 DI PROGETTO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	103,92	-268,2
2	146,14	-280,24
3	163,83	-278,15
4	194,81	-266,3
5	202,07	-261,56
6	217,85	-254,93
7	242,47	-236,31
8	261,74	-222,56
9	283,5	-209,17
10	313,28	-185,27
11	321,06	-173,19
12	324,46	-166,06

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	74,35	-278,84
2	98,92	-285,93
3	107,72	-287,74
4	118,33	-288,05
5	136,82	-285,62
6	167,14	-276,22
7	185,03	-269,55
8	198,67	-262,88
9	214,74	-256,52
10	242,94	-237,11
11	275,68	-214,07
12	282,35	-209,52
13	303,58	-192,85
14	313,88	-186,18
15	324,11	-166,16

Vertici superficie Nr...3

N	X m	y m
1	92,6	-270,22
2	108,82	-274,43
3	138,7	-269,69
4	164,89	-261,99
5	189,27	-246,76
6	199,13	-237,15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

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

Strato	c (kN/m²)	cu (kN/m²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia
1	5		28	18	20	0,00	riporti di progetto
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti attuali
3	183		23	27	27	0,00	calcari di Val Tanarello
4	142		19	26	26	0,00	formazione di Caprauna
5	134		18,2	27	27	0,00	quarziti di Ponte di Nava
6	163		21	28	28	0,00	dolomie di S.P. di Monti
7	163		21	28	28	0,00	dolomie di Monte Carmo

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,32

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	22,03	-15,9	22,91	280812,1	11035,92	5532,0	4,0	23,0	0,0	331032,7	142347,2
2	22,03	-14,0	22,7	797414,2	31338,38	15709,06	4,0	23,0	0,0	911568,4	372942,9
3	22,03	11,0	22,45	991282,3	38957,39	19528,26	0,0	24,8	0,0	933454,0	400406,8
4	22,03	20,9	23,59	1419310,0	55778,86	27960,4	130,4	17,1	0,0	1273788,0	688026,1
5	22,03	26,2	24,56	1988190,0	78135,85	39167,34	130,4	17,1	0,0	1818806,0	899299,2
6	22,03	35,0	26,91	1486263,0	58410,14	29279,38	107,2	14,7	0,0	1392996,0	735632,9
7	22,03	36,0	27,23	1198105,0	47085,52	23602,67	107,2	14,7	0,0	1093225,0	659224,3
8	22,03	32,2	26,05	950388,7	37350,27	18722,66	107,2	14,7	0,0	833791,4	543218,4
9	22,03	37,8	27,89	804908,5	31632,9	15856,7	107,2	14,7	0,0	677139,7	557345,5
10	22,03	51,7	35,54	453735,2	17831,79	8938,58	107,2	14,7	0,0	217619,1	655349,4

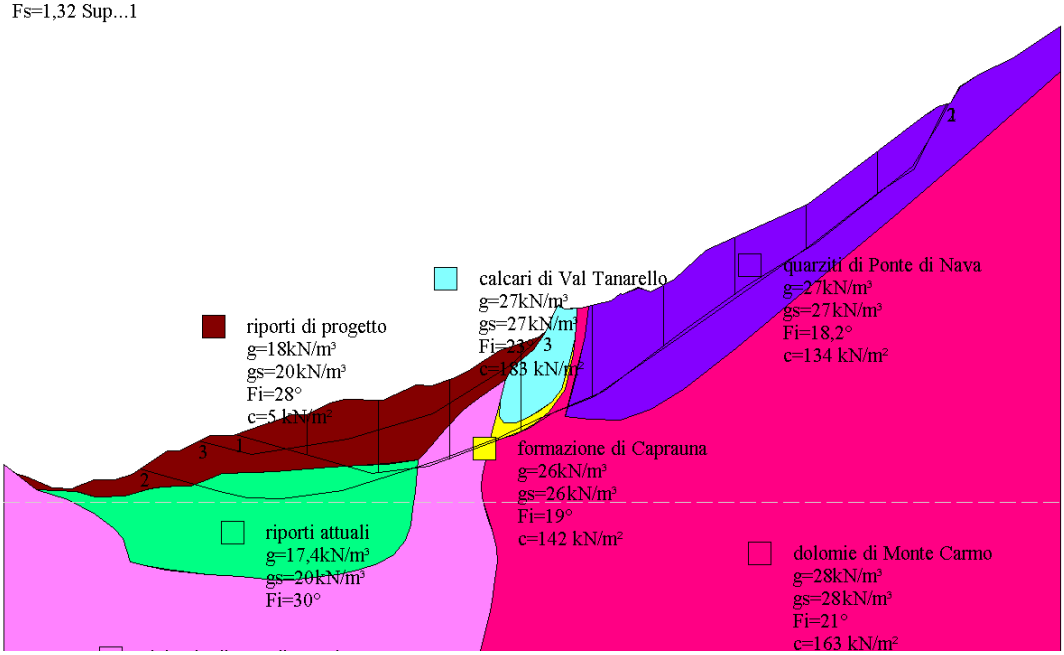
Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,38

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	24,96	-16,0	25,97	420914,4	16541,94	8292,02	4,0	23,0	0,0	492774,4	199228,5
2	24,96	-2,8	24,99	964088,3	37888,67	18992,54	0,0	24,8	0,0	984588,2	395989,5
3	24,96	12,5	25,56	1221851,0	48018,72	24070,46	0,0	24,8	0,0	1149310,0	472822,0
4	24,96	18,2	26,27	1200463,0	47178,18	23649,11	130,4	17,1	0,0	1069994,0	620486,0
5	24,96	23,6	27,24	1556886,0	61185,63	30670,66	113,6	15,4	0,0	1429477,0	673174,4
6	24,96	26,9	27,99	1883078,0	74004,97	37096,64	107,2	14,7	0,0	1771013,0	752637,6
7	24,96	34,7	30,35	1331784,0	52339,12	26236,14	107,2	14,7	0,0	1225826,0	691975,5
8	24,96	35,1	30,52	1244854,0	48922,74	24523,61	107,2	14,7	0,0	1135246,0	672362,3
9	24,96	37,0	31,24	884295,5	34752,81	17420,62	107,2	14,7	0,0	753494,2	587587,3
10	24,96	50,4	39,13	503400,1	19783,62	9916,98	107,2	14,7	0,0	266483,4	678654,8

Superficie Nr...3 Fattore di sicurezza=1,73

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	10,63	-14,6	10,99	60991,75	2396,98	1201,54	4,0	23,0	0,0	69111,7	24273,4
2	10,63	-3,2	10,65	131844,3	5181,48	2597,33	4,0	23,0	0,0	134404,5	42725,4
3	10,63	9,0	10,77	192687,7	7572,63	3795,95	4,0	23,0	0,0	185918,9	58611,5
4	10,63	9,0	10,77	215456,8	8467,45	4244,5	4,0	23,0	0,0	207942,6	65189,2
5	10,63	14,1	10,96	223167,8	8770,5	4396,41	4,0	23,0	0,0	213511,7	68122,5
6	10,63	16,4	11,08	179137,9	7040,12	3529,02	4,0	23,0	0,0	170970,5	55834,3
7	10,63	20,1	11,32	183723,7	7220,34	3619,36	4,0	23,0	0,0	175514,8	58529,2
8	10,63	32,0	12,54	136390,8	5360,16	2686,9	4,0	23,0	0,0	133924,7	50765,7
9	10,63	32,0	12,54	129917,9	5105,77	2559,38	4,0	23,0	0,0	127480,0	48524,0
10	10,63	43,5	14,65	51144,94	2010,0	1007,56	4,0	23,0	0,0	51997,2	26838,7

Fs=1,73 Sup...3
Fs=1,38 Sup...2
Fs=1,32 Sup...1



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

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

$$P = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1}\left[1/\left(N_\varphi \text{tag}\varphi\right)\left(e^{k2} - 2\left(N_\varphi\right)^{1/2}\text{tag}\varphi - 1\right) + K3\right] \cdot H - C \cdot H\left[D_1 \cdot K3 - 2D_2/\left(N_\varphi\right)^{1/2}\right] + 1/2\gamma \cdot H^2/N_\varphi\left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2\right]$$

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

$$P = 1/2\gamma \cdot H^2/N_\varphi\left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2\right]$$

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

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

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

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

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 (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che,escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ 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.

SEZIONE DI PROGETTO n. 1 – COLMATA IN TERRE E ROCCE DA SCAVO

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Lat./Long.	44,1386/8,22429
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma generica	

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T4

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,23	2,54	0,17
S.L.D.	50,0	0,31	2,51	0,2
S.L.V.	475,0	1,02	2,47	0,29
S.L.C.	975,0	1,39	2,48	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,322	0,2	0,0066	0,0033
S.L.D.	0,434	0,2	0,0089	0,0044
S.L.V.	1,428	0,27	0,0393	0,0197
S.L.C.	1,946	0,27	0,0536	0,0268

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,039
Coefficiente azione sismica verticale	0,0 2

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	23,12	61,91
2	53,67	68,6
3	78,64	79,66
4	102,13	91,98
5	107,2	97,27

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	14,4	55,71
2	37,45	56,69
3	54,62	58,06
4	74,63	69,76
5	91,8	80,5
6	105,71	87,35
7	113,3	89,56
8	132,49	100,78

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

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

========== =

Stratigrafia

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

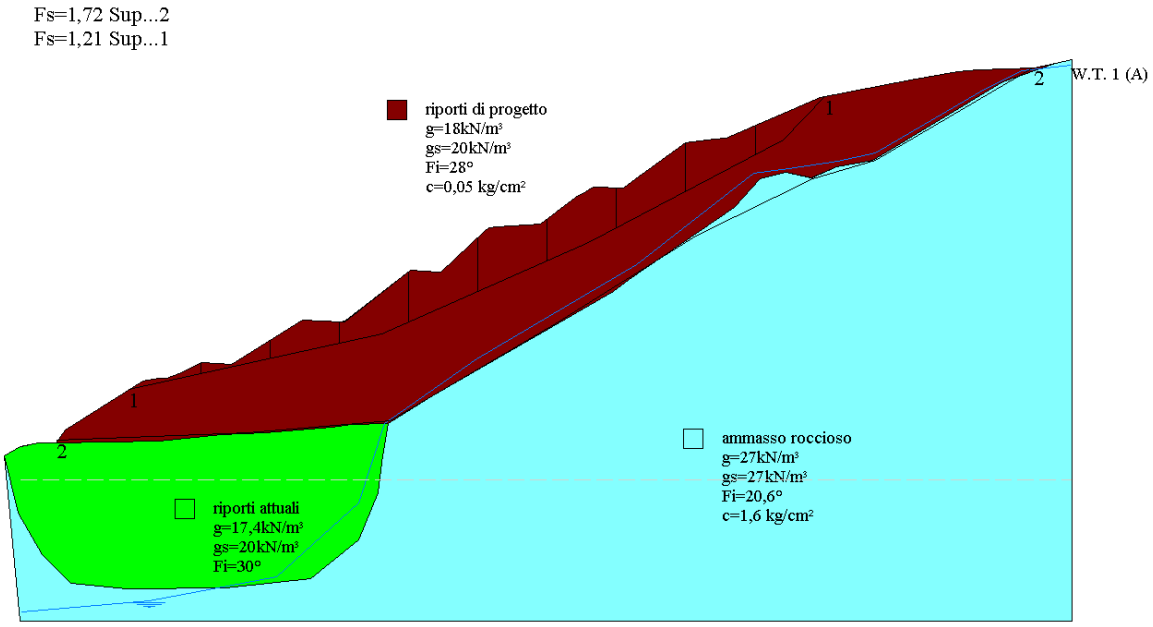
Strato	c (kg/cm²)	cu (kg/cm²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	0,05		28	18	20	0,00	riporti di progetto	
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti attuali	
3	1,6		20,6	27	27	0,00	ammasso roccioso	

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,21

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	8,37	12,3	8,57	52,0	2,03	1,04	0,04	23,0	0,0	42,0	52,4
2	8,37	12,3	8,57	72,89	2,84	1,46	0,04	23,0	0,0	61,6	60,9
3	8,37	12,3	8,57	553,15	21,57	11,06	0,04	23,0	0,0	511,6	255,7
4	8,37	17,0	8,76	610,05	23,79	12,2	0,04	23,0	0,0	555,7	281,4
5	8,37	23,9	9,16	661,44	25,8	13,23	0,04	23,0	0,0	596,0	314,8
6	8,37	23,9	9,16	915,77	35,71	18,32	0,04	23,0	0,0	830,2	423,1
7	8,37	25,5	9,27	911,55	35,55	18,23	0,04	23,0	0,0	826,0	427,0
8	8,37	27,7	9,46	768,42	29,97	15,37	0,04	23,0	0,0	694,3	373,3
9	8,37	27,7	9,46	619,89	24,18	12,4	0,04	23,0	0,0	557,1	307,7
10	8,37	39,8	10,91	271,42	10,59	5,43	0,04	23,0	0,0	235,0	184,9

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,72

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	11,79	2,4	11,8	874,97	34,12	17,5	0,04	23,0	0,0	863,5	288,0
2	11,79	2,5	11,8	1840,4	71,78	36,81	0,04	23,0	0,0	1816,8	570,5
3	11,79	4,6	11,83	2749,83	107,24	55,0	0,04	23,0	0,0	2692,4	831,8
4	11,79	20,9	12,62	3237,09	126,25	64,74	0,04	23,0	0,0	3101,3	1019,1
5	11,79	30,3	13,66	3410,36	133,0	68,21	0,04	23,0	13,7	3189,7	1136,5
6	11,79	31,9	13,88	2919,74	113,87	58,39	0,04	23,0	11,9	2744,1	1000,9
7	11,79	29,5	13,55	2661,49	103,8	53,23	1,28	16,7	23,9	1845,8	1804,3
8	11,79	23,7	12,88	2352,54	91,75	47,05	1,28	16,7	28,8	1561,3	1585,4
9	11,79	25,3	13,05	1623,69	63,32	32,47	0,04	23,0	1,6	1542,9	544,7
10	11,79	30,3	13,66	727,51	28,37	14,55	1,28	16,7	8,2	30,4	1389,1



SEZIONE DI PROGETTO n. 2 – COLMATA IN TERRE E ROCCE DA SCAVO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	35,27	65,32
2	57,59	70,12
3	75,54	75,66
4	98,31	85,05
5	127,05	97,0

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	11,46	56,04
2	18,08	53,98
3	45,31	56,99
4	100,24	62,89
5	127,7	77,1
6	134,21	88,31
7	142,52	92,28
8	151,43	95,9
9	165,19	103,72

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

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

Strato	c (kN/m²)	cu (kN/m²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	5		28	18	20	0,00	riporti di progetto	
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti attuali	
3	160		20,6	17	27	0,00	ammasso roccioso	

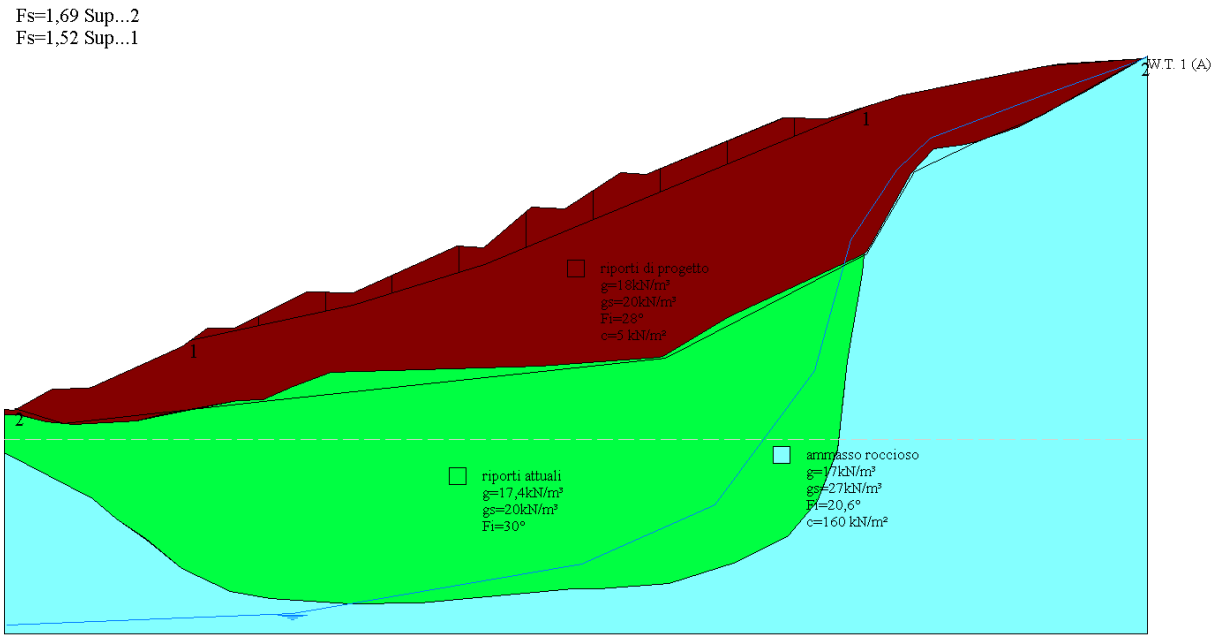
B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;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

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,52

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	9,15	12,1	9,36	10030,51	394,2	197,6	4,0	23,0	0,0	8967,1	6147,6
2	9,15	12,1	9,36	43914,46	1725,84	865,11	4,0	23,0	0,0	41296,1	17226,7
3	9,15	15,1	9,47	26554,65	1043,6	523,13	4,0	23,0	0,0	24470,5	11644,5
4	9,15	17,2	9,57	51099,53	2008,21	1006,66	4,0	23,0	0,0	47605,8	19911,0
5	9,15	20,5	9,76	46430,32	1824,71	914,68	4,0	23,0	0,0	43009,5	18730,6
6	9,15	22,4	9,9	57406,79	2256,09	1130,91	4,0	23,0	0,0	53407,0	22796,1
7	9,15	22,4	9,9	74929,78	2944,74	1476,12	4,0	23,0	0,0	70061,5	28837,1
8	9,15	22,6	9,91	53841,21	2115,96	1060,67	4,0	23,0	0,0	50018,8	21595,3
9	9,15	22,6	9,91	53102,25	2086,92	1046,11	4,0	23,0	0,0	49316,4	21340,4
10	9,15	22,6	9,91	7593,56	298,43	149,59	4,0	23,0	0,0	6056,9	5644,2

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,69

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	15,35	-3,9	15,39	91779,81	3606,95	1808,06	4,0	23,0	0,0	94211,3	32898,6
2	15,35	6,3	15,45	251848,9	9897,66	4961,42	4,0	23,0	0,0	244736,5	78659,9
3	15,35	6,2	15,44	387915,9	15245,1	7641,94	0,0	24,8	0,0	376852,9	123981,2
4	15,35	6,1	15,44	451672,5	17750,73	8897,95	0,0	24,8	0,0	438848,3	144367,5
5	15,35	6,1	15,44	608966,6	23932,39	11996,64	0,0	24,8	0,0	591676,5	194643,3
6	15,35	11,3	15,66	702478,6	27607,41	13838,83	4,0	23,0	0,0	674832,4	211915,2
7	15,35	27,4	17,29	703550,5	27649,53	13859,95	0,0	24,8	0,0	677501,8	249520,8
8	15,35	45,8	22,01	462594,3	18179,96	9113,11	4,0	23,0	0,0	501507,3	225716,1
9	15,35	23,9	16,8	266481,8	10472,73	5249,69	128,0	16,7	0,0	203412,8	217248,9
10	15,35	28,8	17,53	109007,8	4284,01	2147,45	4,0	23,0	0,0	104347,9	41664,6



SEZIONE DI PROGETTO n. 3 – COLMATA IN TERRE E ROCCE DA SCAVO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	32,94	64,17
2	41,02	61,8
3	72,75	72,58
4	95,74	81,79
5	113,22	96,16
6	118,62	101,35

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	10,25	50,41
2	65,21	57,97
3	93,34	67,67
4	107,83	77,48
5	114,9	84,67
6	123,28	90,65
7	141,84	106,34
8	164,78	117,32

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

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

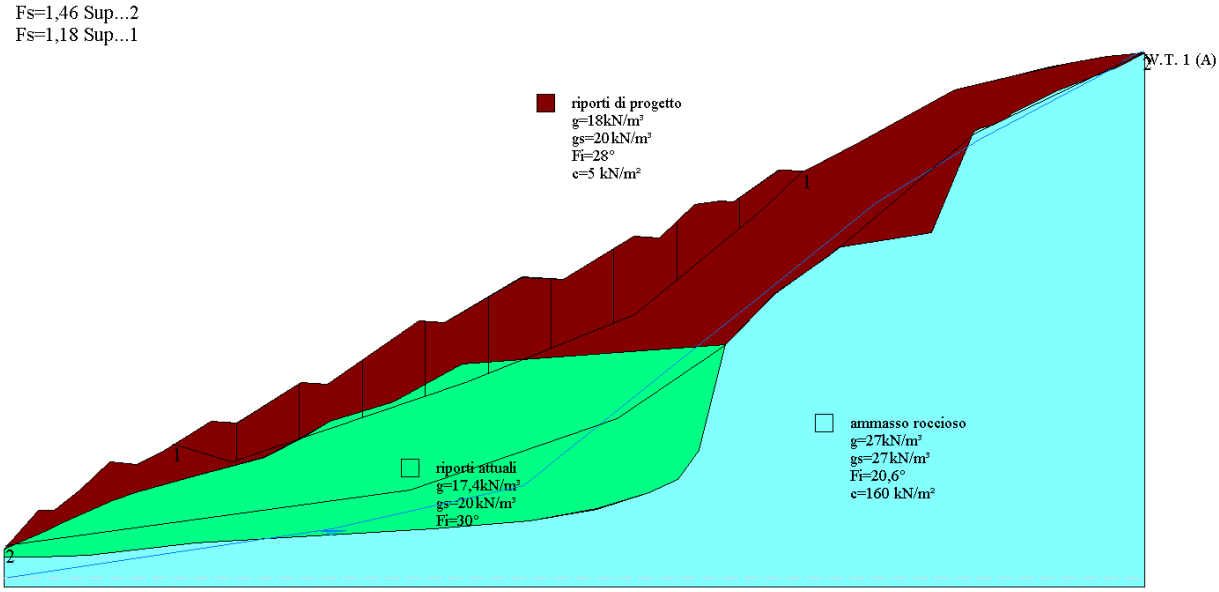
Strato	c (kN/m²)	cu (kN/m²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	5		28	18	20	0,00	riporti di progetto	
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti attuali	
3	160		20,6	27	27	0,00	ammasso roccioso	

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,18

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	8,55	-14,0	8,81	59103,32	2322,76	1164,34	4,0	23,0	0,0	69321,6	34613,3
2	8,55	18,8	9,03	98429,43	3868,28	1939,06	4,0	23,0	0,0	89550,3	44781,4
3	8,55	18,8	9,03	98408,57	3867,46	1938,65	0,0	24,8	0,0	89654,0	44390,3
4	8,55	18,8	9,03	146228,4	5746,78	2880,7	0,0	24,8	0,0	133219,7	65960,9
5	8,55	19,9	9,09	147110,5	5781,44	2898,08	0,0	24,8	0,0	133757,4	66682,7
6	8,55	21,9	9,21	174824,3	6870,6	3444,04	0,0	24,8	0,0	158548,9	80087,0
7	8,55	21,9	9,21	145382,5	5713,53	2864,04	4,0	23,0	0,0	132214,9	65614,1
8	8,55	34,3	10,35	137801,6	5415,6	2714,69	4,0	23,0	0,0	126602,9	71364,1
9	8,55	39,4	11,07	109508,0	4303,67	2157,31	4,0	23,0	0,0	101843,2	62849,6
10	8,55	42,3	11,55	52091,32	2047,19	1026,2	4,0	23,0	0,0	47431,4	34135,8

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,46

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	15,43	7,8	15,58	131821,2	5180,57	2596,88	0,0	24,8	0,0	126481,2	48303,5
2	15,43	7,8	15,58	301183,7	11836,52	5933,32	0,0	24,8	0,0	288983,0	110363,3
3	15,43	7,8	15,58	442150,1	17376,5	8710,36	0,0	24,8	0,0	424239,0	162017,9
4	15,43	13,0	15,83	583571,4	22934,36	11496,36	0,0	24,8	0,0	550859,6	213862,8
5	15,43	19,0	16,32	653855,1	25696,51	12880,95	0,0	24,8	0,0	611820,3	244841,7
6	15,43	28,9	17,63	626764,3	24631,83	12347,26	0,0	24,8	373,2	586815,7	253642,3
7	15,43	40,1	20,17	502790,6	19759,67	9904,98	4,0	23,0	0,0	503730,0	238175,0
8	15,43	38,8	19,8	338768,8	13313,61	6673,75	4,0	23,0	0,0	335392,2	158421,9
9	15,43	33,8	18,56	247574,1	9729,66	4877,21	128,0	16,7	194,8	138647,0	279852,8
10	15,43	25,6	17,11	80019,63	3144,77	1576,39	128,0	16,7	0,0	1021,92	03077,5



SEZIONE DI PROGETTO n. 4 – COLMATA IN TERRE E ROCCE DA SCAVO

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	42,96	67,35
2	47,84	64,62
3	64,45	68,62
4	75,96	73,59
5	95,97	85,11
6	110,25	97,18

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	12,28	52,11
2	29,41	49,95
3	47,84	55,65
4	85,9	66,07
5	103,0	77,59
6	121,31	94,93
7	144,7	108,02
8	166,16	118,07

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

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

Strato	c (kN/m²)	cu (kN/m²)	Fi (°)	G (kN/m³)	Gs (kN/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	5		28	18	20	0,00	riporti di progetto	
2	0		30	17,4	20	0,00	riporti attuali	
3	160		20,6	27	27	0,00	ammasso roccioso	

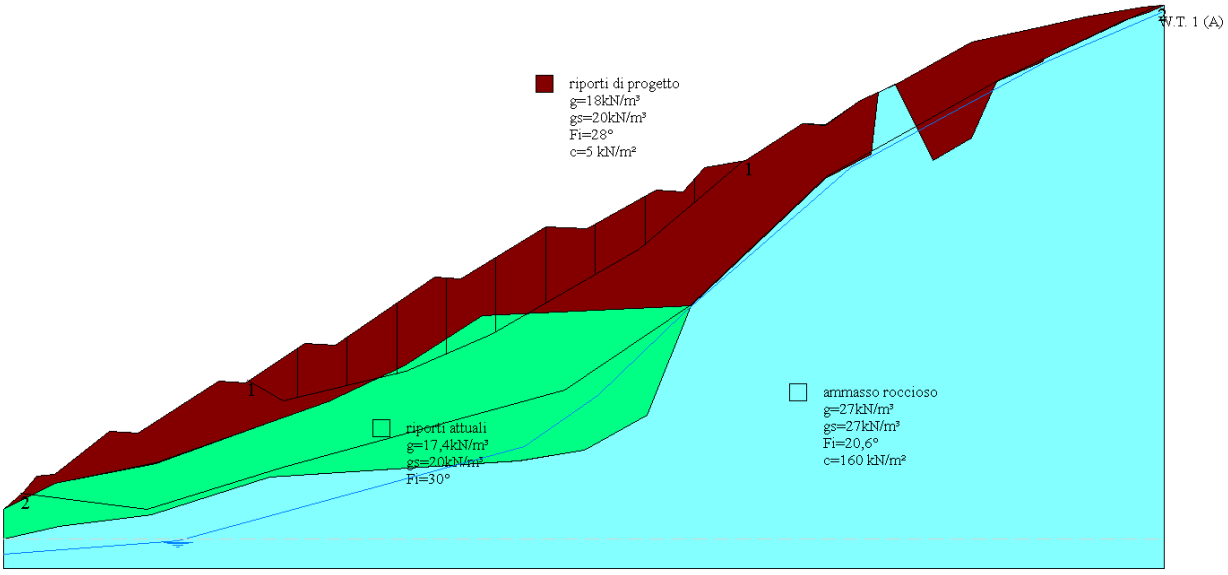
Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,18

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	6,71	-18,2	7,07	40991,01	1610,95	807,52	4,0	23,0	0,0	51449,0	26465,6
2	6,71	13,5	6,9	78027,41	3066,48	1537,14	4,0	23,0	0,0	72076,3	34942,7
3	6,71	13,5	6,9	98636,57	3876,42	1943,14	4,0	23,0	0,0	91278,3	43468,7
4	6,71	21,6	7,22	128383,8	5045,48	2529,16	0,0	24,8	0,0	116465,4	58716,0
5	6,71	24,0	7,35	115798,5	4550,88	2281,23	0,0	24,8	0,0	104870,9	53817,3
6	6,71	29,9	7,75	124798,4	4904,58	2458,53	0,0	24,8	0,0	113401,8	61334,4
7	6,71	29,9	7,75	100912,7	3965,87	1987,98	4,0	23,0	0,0	91785,7	49418,4
8	6,71	31,3	7,86	81676,88	3209,9	1609,03	4,0	23,0	0,0	74148,7	41258,3
9	6,71	40,2	8,79	54008,52	2122,54	1063,97	4,0	23,0	0,0	49559,2	32774,8
10	6,71	40,2	8,79	27283,78	1072,25	537,49	4,0	23,0	0,0	23921,2	18284,1

Superficie Nr...2 Fattore di sicurezza=1,50

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	15,37	-7,2	15,49	167596,4	6586,54	3301,65	0,0	24,8	0,0	177181,3	65802,9
2	15,37	14,7	15,89	355012,8	13952,0	6993,75	0,0	24,8	0,0	334662,7	127494,6
3	15,37	15,9	15,98	444905,2	17484,77	8764,63	0,0	24,8	0,0	418667,2	160389,7
4	15,37	15,3	15,93	531790,3	20899,36	10476,27	0,0	24,8	0,0	500833,8	191331,2
5	15,37	19,8	16,34	594964,3	23382,09	11720,8	0,0	24,8	0,0	558287,4	218676,0
6	15,37	35,1	18,78	521692,5	20502,52	10277,34	0,0	24,8	0,0	506451,6	228034,9
7	15,37	43,4	21,16	338818,9	13315,58	6674,73	4,0	23,0	0,0	348219,5	172222,8
8	15,37	30,7	17,87	251782,5	9895,05	4960,12	128,0	16,7	0,0	159680,8	260828,2
9	15,37	27,6	17,35	190425,2	7483,71	3751,38	4,0	23,0	0,0	180015,8	75331,7
10	15,37	25,1	16,97	69136,95	2717,08	1362,0	128,0	16,7	0,0	-5741,5	193566,3

Fs=1,50 Sup...2
Fs=1,18 Sup...1



COMUNE DI BOISSANO

Provincia di Savona – Regione Liguria

RECUPERO AMBIENTALE – RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DISTRETTO DI TRASFORMAZIONE TRZ - EX CAVA SEGIUNA'

Allegato D.2

Tabelle e diagrammi di sintesi delle analisi di pressione limite ed ammissibile sul terreno in fondazione e calcolo dei cedimenti

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.
Eurocodice 7
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
Eurocodice 8
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

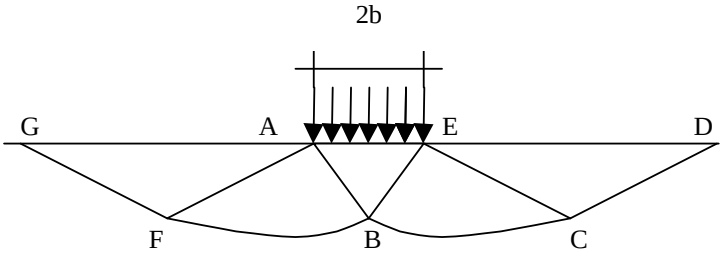
$$\tau = c + \sigma \times tg\ \varphi \quad \textit{valida anche per i terreni.}$$

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

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

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

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.
Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.
I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+ \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



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

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

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

Per φ =0 il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi q=5.14 × c.

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

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

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

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

Metodo di Terzaghi (1955)
Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto ***Terzaghi*** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi γ_2 =0 per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito;
b è la semilarghezza della striscia.
Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.
Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.
In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).
In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

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

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \; e \; c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

$$Nq = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \varphi/2)}$$

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

Formula di Meyerhof (1963)
Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

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

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.
I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

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

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

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2\left(45 + \varphi/2\right)$$
$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$
$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right)\tan\left(1.4\varphi\right)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi > 10$$
$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p}\,\frac{D}{B}$$
$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p}\,\frac{D}{B} \qquad \text{per } \varphi > 10$$
$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \qquad \text{per } \varphi > 0$$
$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

K_p = *tan^2(45°+φ/2)*

θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di D/B <1

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

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

Per valori D/B>1:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando φ=0.
Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1-\sin\varphi)k$$

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

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \le 1$$

$$k = \tan^{-1}\frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g_c' = \frac{\beta}{147}$$

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b_c' = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

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

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

$$b_q = \exp(-2.7\eta\tan\varphi)$$

Formula di Vesic (1975)
La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con Nq ed Nc come per la formula di Meyerhof ed Nγ come sotto riportato:

$$N\gamma = 2(Nq+1)*\tan(\varphi)$$

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)
Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

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

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0{,}2\ (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
$s_c = 1{,}2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

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

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

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

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

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2\left(45 + \phi'/2\right)$$
$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi'$$
$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan\phi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L')\,\mathrm{sen}\phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \mathrm{sen}\phi'$ per forma quadrata o circolare

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$i_q = i_\square = 1 - H / (V + A' c' \cot\square')$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left[1 - 0{,}7H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\phi'\right)\right]^3$$
$$i_\gamma = \left[1 - H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\phi'\right)\right]^3$$
$$i_c = \left(i_q \cdot N_q - 1\right)/\left(N_q - 1\right)$$

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

Metodo di Richards et. Al.

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

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

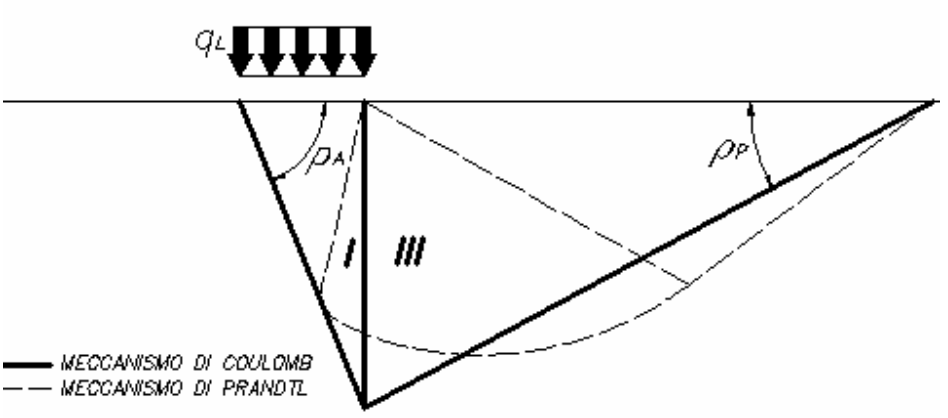
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρA e ρP che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva KA e KP in funzione dell'angolo di attrito interno f del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni kh g e kv g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a kh γ e kv γ. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρa e ρp, nonché di KA e KP, rispettivamente indicate come ρAE e ρPE e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di Nq e Nγ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρAE e ρPE e dei coefficienti KAE e KPE relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

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

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

- ϕ = 30° δ = 15°

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	Nγ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per ϕ=30°

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult}(\mathrm{RQD})^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e $\tilde{\phi}$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti Kh e Kv in dipendenza di vari fattori:

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

$$Kv = \pm 0,5 \times Kh$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,
γ_I: fattore di importanza,
S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

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

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

Il coefficiente sismico verticale Kv è definito in funzione di Kh, e vale:

$$Kv = \pm 0.5 \cdot Kh$$

CEDIMENTI ELASTICI
I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base aduna equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto
B' = Minima dimensione dell'area reagente,
E e μ = Parametri elastici del terreno.
I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ, profondità del piano di posa D;

I coefficienti *I_1 e I_2* si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto *L'/B'* ed H/B, utilizzando *B'=B/2* e *L'=L/2* per i coefficienti relativi al centro e *B'=B* e *L'=L* per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto *L/B.*

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.
A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.
Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI
Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.
Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.
L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:
a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.
In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato (OCR>1), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato (σ'_{v0}=σ'p) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:
RR Rapporto di ricompressione;
CR Rapporto di compressione;
H_0 spessore iniziale dello strato;
σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.
$\Delta\sigma_V$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.
L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:
– la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
– la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
– il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.
Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario
Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_S = H_C \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:
H_C è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;
C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI di Schmertmann
Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.
Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:
Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$\mathbf{I_Z}$ è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B,** per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B,** per fondazione nastriforme.
Il valore massimo di $\mathbf{I_Z}$ si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

B/2 per fondazione circolare o quadrata
B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
$\mathbf{E_i}$ rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;
$\mathbf{\Delta_{zi}}$ rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;
$\mathbf{C_1}$ e $\mathbf{C_2}$ sono due coefficienti correttivi.
Il modulo **E** viene assunto pari a **2.5 $\mathbf{q_c}$** per fondazioni circolari o quadrate e a **3.5 $\mathbf{q_c}$** per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di **L/B**.
Il termine $\mathbf{q_c}$ che interviene nella determinazione di **E** rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.
Le espressioni dei due coefficienti $\mathbf{C_1}$ e $\mathbf{C_2}$ sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.
Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE
Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità *Ic* al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0} \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;
s'vo = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
B = larghezza della fondazione;
Ic = indice di compressibilità;
fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di Nspt da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e Nspt>15, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$Nc = 15 + 0.5\ (Nspt - 15)$$

dove Nc è il valore coretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$Nc = 1.25\ Nspt$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	boissano
Lat./ Long. [WGS84]	44,1378646388707/8,22372318719957
Larghezza fondazione	22,0 m
Lunghezza fondazione	60,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	2,0 m
Inclinazione pendio	31,0 °
Distanza fondazione dal pendio	13,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,023
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,6
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0047

Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,23	2,54	0,17
S.L.D.	50,0	0,31	2,51	0,2
S.L.V.	475,0	1,02	2,46	0,29
S.L.C.	975,0	1,39	2,48	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,23	0,2	0,0047	0,0023
S.L.D.	0,31	0,2	0,0063	0,0032
S.L.V.	1,02	0,29	0,0302	0,0151
S.L.C.	1,39	0,29	0,0411	0,0206

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [kN/m³]	Gams [kN/m³]	Fi [°]	c [kN/m²]	E [kN/m²]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
50,0	28,0	30,0	21,0	163,0	1310000,0	85,0	0,35		calcare-dolomia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	100000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	100000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	100000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	100000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	100000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...
Autore:

Carico limite 0,0 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd] 0,0 kN/m²

A1+M1+R1

Autore: Zienkiewicz
==========
Fattore [Nq] 9,49
Fattore [Nc] 22,41
Fattore [Ng] 10,49
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
==========
Carico limite 53570050,0 kN/m²
Resistenza di progetto 53570050,0 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==========

Autore: Terzaghi
==========
Fattore [Nq] 8,26
Fattore [Nc] 18,92
Fattore [Ng] 5,75
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
==========
Carico limite 38434760,0 kN/m²
Resistenza di progetto 38434760,0 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==========

A2+M2+R2

Autore: Zienkiewicz
==========
Fattore [Nq] 6,14
Fattore [Nc] 16,76
Fattore [Ng] 7,14
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0

Carico limite	34166330,0 kN/m²
Resistenza di progetto	18981300,0 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Terzaghi

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	3,42
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Carico limite	23604950,0 kN/m²
Resistenza di progetto	13113860,0 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Zienkiewicz

Fattore [Nq]	6,14
Fattore [Nc]	16,76
Fattore [Ng]	7,14
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Carico limite	34056450,0 kN/m²
Resistenza di progetto	18920250,0 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Terzaghi

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	3,42
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Carico limite	23552350,0 kN/m²
Resistenza di progetto	13084640,0 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI ELASTIC I

Pressione normale di progetto	100000,0 kN/m²
Spessore dello strato	50,0 m
Profondità substrato roccioso	0,0 m

Modulo Elastico	1310000,0 kN/m²
Coefficiente di Poisson	0,35
Coefficiente di influenza I1	0,0
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,01
Cedimento al centro della fondazione	26,98 mm
Coefficiente di influenza I1	0,0
Coefficiente di influenza I2	0,01
Coefficiente di influenza Is	0,01
Cedimento al bordo	6,52 mm

Indice

1.DATI GENERALI 17
2.STRATIGRAFIA TERRENO 18
3.Carichi di progetto agenti sulla fondazione 18
4.Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze 18
5.Carico limite verticale 19
6.Carico limite verticale ...A1+M1+R1 19
6.1.Zienkiewicz 19
6.2.Terzaghi 19
7.Carico limite verticale ...A2+M2+R2 19
7.1.Zienkiewicz 19
7.2.Terzaghi 19
8.Carico limite verticale ...Sisma 20
8.1.Zienkiewicz 20
8.2.Terzaghi 20
9.CEDIMENTI ELASTICI 20
Indice 22