

COMUNE DI BATTIPAGLIA - EBOLI

PROVINCIA DI SALERNO

**PROGETTO UNITARIO (TRASMESSO IN OTTEMPERANZA ALLA
DISPOSIZIONE CONTENUTA NELLA NOTA DEL SETTORE PROVINCIALE
DEL GENIO CIVILE DI SALERNO DEL 10.03.1998 N. 5032 IN REVISIONE
DEL PROGETTO PRODOTTO IN DATA 28/03/2014 PROT. N. 221084 E
SUCCESSIVE INTEGRAZIONI DEL 18/05/2015 E 10/09/2015) DI
DISMISSIONE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE E DI
RIQUALIFICAZIONE TERRITORIALE DELLE CAVE "MA.CE. s.r.l." E
"EDIL CAVA s.r.l.", ESTESO ALLA MESSA IN SICUREZZA
IDROGEOLOGICA DELL'AREA INDIVIDUABILE COME EX CAVA "DI
NAPOLI", IN LOCALITA' CIMITERO - BUCCOLI - FONTANA DEL FICO
DEI COMUNI DI BATTIPAGLIA ED EBOLI**

STUDIO ESEGUITO AI SENSI DELL'ARTT. 3, 27 e 10, COMMA 10, DELLE NORME
ATTUATIVE DEL PRAE

ATTUALIZZAZIONE DELLA PROGETTAZIONE PRESENTATA NEL 2006 CON
INTEGRAZIONI RICHIESTE DALL'AMMINISTRAZIONE REGIONALE E NEL RISPETTO
DEL PROTOCOLLO D'INTESA SOTTOSCRITTO CON IL COMUNE DI BATTIPAGLIA

VERIFICHE DI STABILITA'

"Adeguamento Progetto a seguito Conf. Servizi del 17.09.2015"

AGGIORNAMENTO: REV. 03

SEZ. B'

**Committente: CONSORZIO CAVE RIUNITE
COLLE MANCUSO**

(MA.CE. s.r.l. - EDILCAVA s.r.l.)



Aspetti Geologici
(Geologo Marzia Spiera)

Rilievi Topografici ed Elab. Grafici
(Geom. Lorenzo Martinelli)

Aspetti Naturalistici, Agronomici e Forestali



Dott. Agronomo Mario Spagnuolo

Mario Spagnuolo

EDIL CAVA S.R.L.
Località Fontana del Fico
84025 - EBOLI (SA)
P.IVA 02561760669



Aspetti Ingegneristici
(Ingegnere Gerardo Sica)

Aspetti Architettonici e Ambientali
(Arch. Patrizio De Rosa)



COMUNE DI BATTIPAGLIA - EBOLI

PROVINCIA DI SALERNO

**PROGETTO UNITARIO (TRASMESSO IN OTTEMPERANZA ALLA
DISPOSIZIONE CONTENUTA NELLA NOTA DEL SETTORE PROVINCIALE
DEL GENIO CIVILE DI SALERNO DEL 10.03.1998 N. 5032 IN REVISIONE
DEL PROGETTO PRODOTTO IN DATA 28/03/2014 PROT. N. 221084 E
SUCCESSIVE INTEGRAZIONI DEL 18/05/2015 E 10/09/2015) DI
DISMISSIONE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE E DI
RIQUALIFICAZIONE TERRITORIALE DELLE CAVE "MA.CE. s.r.l." E
"EDIL CAVA s.r.l.", ESTESO ALLA MESSA IN SICUREZZA
IDROGEOLOGICA DELL'AREA INDIVIDUABILE COME EX CAVA "DI
NAPOLI", IN LOCALITA' CIMITERO - BUCCOLI - FONTANA DEL FICO
DEI COMUNI DI BATTIPAGLIA ED EBOLI**

**STUDIO ESEGUITO AI SENSI DELL'ARTT. 3, 27 e 10, COMMA 10, DELLE NORME
ATTUATIVE DEL PRAE**

**ATTUALIZZAZIONE DELLA PROGETTAZIONE PRESENTATA NEL 2006 CON
INTEGRAZIONI RICHIESTE DALL'AMMINISTRAZIONE REGIONALE E NEL RISPETTO
DEL PROTOCOLLO D'INTESA SOTTOSCRITTO CON IL COMUNE DI BATTIPAGLIA**

VERIFICA DI STABILITA' STATO DEI LUOGHI

"Adeguamento Progetto a seguito Conf. Servizi del 17.09.2015"

AGGIORNAMENTO: REV. 03

SEZ. B'

**Committente: CONSORZIO CAVE RIUNITE
COLLE MANCUSO**

(MA.CE. s.r.l. - EDILCAVA s.r.l.)

Aspetti Geologici

(Geologo Marzia Spersa)

**Rilievi Topografici ed Elab. Grafici
(Geom. Lorenzo Martinelli)**

**Aspetti Naturalistici, Agronomici e Forestali
Agronomo Mario Spagnuolo**



Aspetti Ingegneristici

(Ingegnere Gerardo Sica)

**Aspetti Architettonici e Ambientali
(Arch. Patrizio De Rosa)**



Salerno, novembre 2015

VERIFICA DELLE CONDIZIONI GENERALI DI STABILITA' DELLO STATO DEI LUOGHI

Le Nuove Norme NTC 2008 non specificano con quale approccio metodologico debbano essere affrontate le verifiche di stabilità dei fronti di cava. Se consideriamo i fronti di cava assimilabili ai fronti di scavo, allora valgono le stesse metodologie impiegate per i pendii naturali. Citate al paragrafo 6.3 della suindicata normativa vigente.

Dopo aver effettuato una modellizzazione geologica e geotecnica del pendio, così come stabilito ai paragrafi 6.3.2 e 6.3.3 della normativa, si è proceduto alle verifiche di sicurezza, come stabilito al paragrafo 6.3.4.

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. La metodologia applicata è quella che compete ai terreni granulometricamente eterogenei in condizioni drenate.

L'esecuzione di accurati sopralluoghi presso il sito cava ha permesso di identificare coppie caratteristiche: "geometria del pendio/caratteristiche geotecniche".



Foto

1) Particolare di un fronte di cava con elevata pendenza.

Tuttavia, in settori particolari dell'affioramento, a causa del ruscellamento non controllato delle acque meteoriche, si possono avere delle forme di erosione detti "Canali di erosione" con meccanismi di rottura assimilabili a "crolli di detrito".



Foto 2) Canali di erosione presenti in più punti nella formazione.



Foto 3) Particolare di uno dei canali di erosione.

Il termine “**crollo di detrito**” si riferisce ad una delle classificazioni più usate, proposta da Varnes nel 1978 e successivamente integrata da Cruden nel 1996.

Questa classificazione suddivide le frane secondo 5 tipi di movimento e 3 classi di materiali.

tipo di movimento		tipo di materiale		
		rocce	terreni grossolani	terreni fini
crolli (<i>falls</i>)		crolli di roccia	<u>crolli di detrito</u>	crolli di terra
ribaltamenti (<i>topples</i>)		ribaltamento di roccia	ribaltamento di detrito	ribaltamento di terra
scorrimenti (<i>slides</i>)	rotazionali	scorrimento rotazionale di roccia	scorrimento rotazionale di detrito	scorrimento rotazionale di terra
	traslazionali	scorrimento traslazionale di roccia	scorrimento traslazionale di detrito	scorrimento traslazionale di terra

espandimenti laterali (<i>lateral spreads</i>)	espandimenti laterali di roccia	espandimenti laterali di detrito	espandimenti laterali di terra
flussi (<i>flows</i>)	flussi di roccia (deformazioni gravitative profonde di versante)	flussi di detrito	flussi di terra
frane complesse/composite (<i>complex</i>)	combinazione di 2 o più tipi nello spazio e/o nel tempo		

Tali frane superficiali, consistono in distacchi di masse di terreno che esposte agli agenti meteorici vengono alterati nella porzione più superficiale dell'ammasso per uno spessore che è tra i 0.50 - 1.50 metro. Nelle verifiche di stabilità di seguito effettuate, tale spessore alterato è stato portato (a vantaggio di sicurezza) fino a circa 2,50 metri.

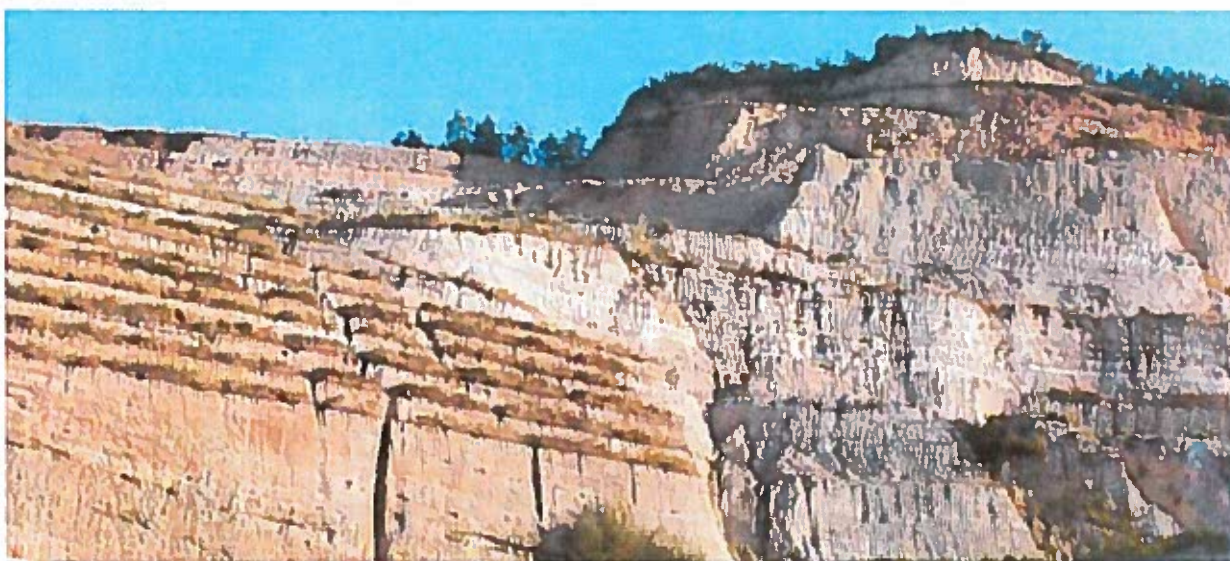


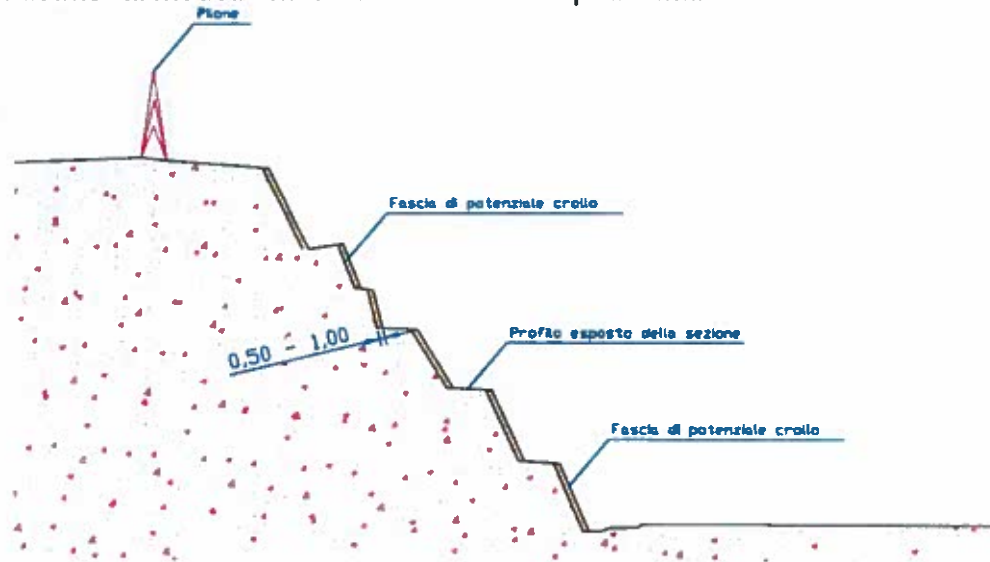
Foto 4) Panoramica di fronti di cava sui quali si possono notare segni di dissesto idrogeologico.



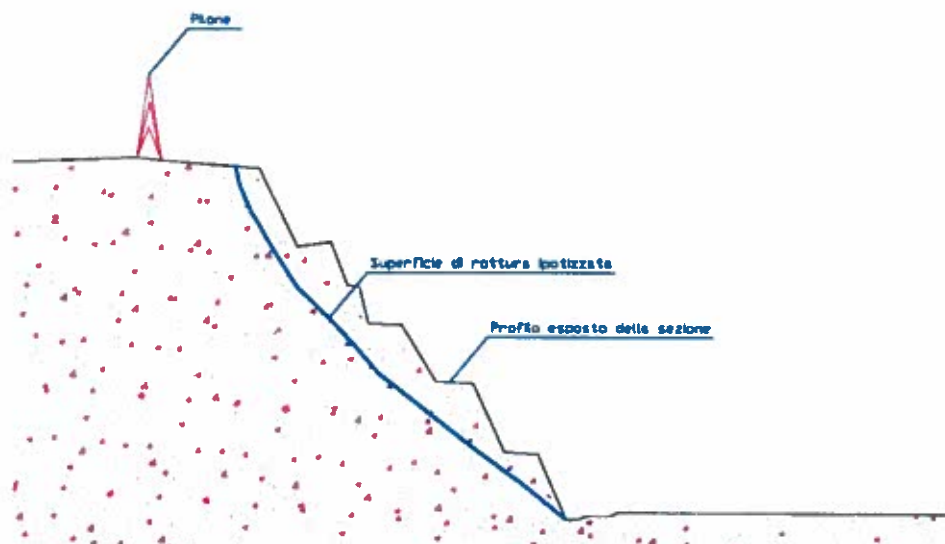
Foto 5, 6) Particolari dei fronti interessati al fenomeno. Si noti come lo spessore coinvolto riguarda la parte più superficiale ed alterata dell'affioramento.

In conclusione, nell'ambito dell'applicazione del modello matematico classicamente riconosciuto per ogni singola sezione significativa sarà applicata la superficie di rottura più vicina possibile alla realtà osservata.

Nelle immagini che seguono si chiarisce il passaggio dall'osservazione del fenomeno di "crollo di detrito" al modello matematico di rottura ipotizzata.



Osservazione dei meccanismi di creazione di potenziali "crolli di detriti"



Costruzione di un modello matematico capace di riprodurre in via automatica il "crollo di detrito"

L'analisi di stabilità che è stata effettuata, per ogni sezione considerata, si basa su:

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 (σ_f), da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \sigma_f / \sigma$.

Metodo dei conci

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

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

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

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

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

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

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

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

Nella fattispecie, il metodo preso in considerazione per tutte le verifiche effettuate è il **Metodo di JANBU (1967)**.

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

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

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

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

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

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W : peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

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

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

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

S_T (effetto di amplificazione topografica).

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

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

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

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

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC).

In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Si ribadisce che per tutte le verifiche di stabilità, i parametri geotecnici sono stati estrapolati dalle indagini in sito SPT (Standard Penetration Test) e dalle analisi di laboratorio geotecnico.

In particolare:

- Le analisi di laboratorio sono state effettuate sulla frazione sottile dell'affioramento (limo sabbioso), la quale permea tutta formazione. Per i vari campioni prelevati a diverse altezze stratigrafiche si sono così, ottenuti valori di coesione e di peso di volume molto reali.
- La determinazione dell'angolo d'attrito dei terreni in esame è stata evinta dalle SPT attraverso le tabelle di correlazione presenti nella relazione al paragrafo INDAGINI IN SITO. Nello specifico si è fatto riferimento alle tabelle n 4 e 6 considerando, a tutto vantaggio della sicurezza, i valori medio – bassi.

20	2252,78	1539,94
----	---------	---------

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	2177,14	1538,4
2	2177,37	1538,27
3	2182,98	1538,98
4	2189,57	1540,66
5	2193,22	1542,76
6	2197,42	1544,87
7	2201,35	1546,97
8	2205,42	1549,07
9	2208,22	1551,04
10	2209,85	1553,61

Stratigrafia

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

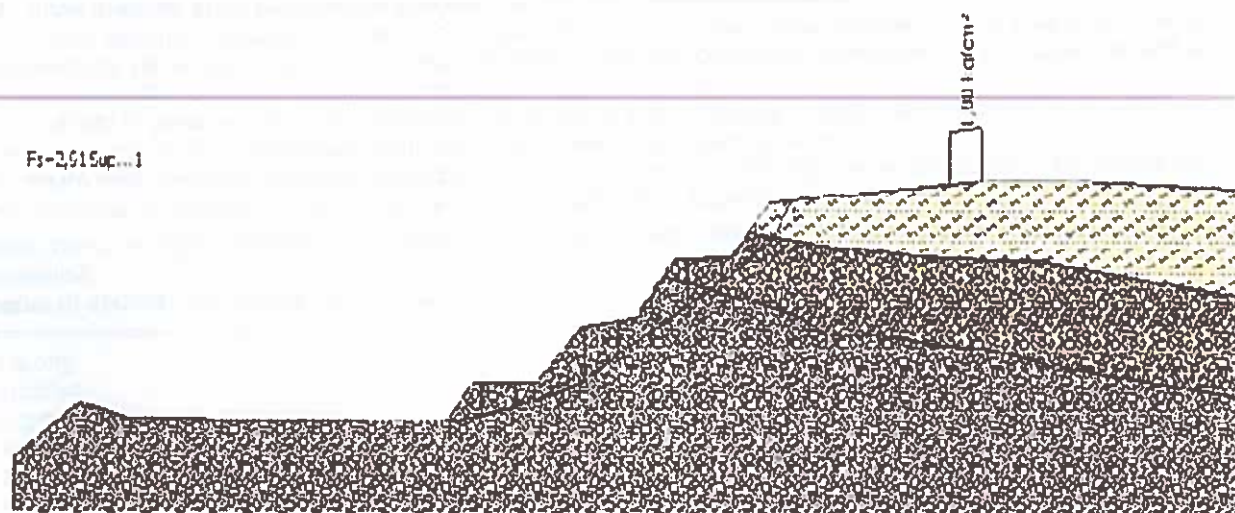
Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.11		29	1630	1830	0,00	limo sabbioso
2	0.11		40.50	2140	2240	0,00	Ghiaia in matrice sabbiosa
3	0.14		42	2140	2240	0,00	ghiaia e sabbia

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	2225,05	1554,68	2228,05	1554,893	1

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=2,91

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh·Wi (Kg)	Kv·Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	3,26	5,3	3,27	10994,5	148,43	74,76	0,14	42,0	0,0	10552,0	5295,1
2	3,26	8,8	3,3	14029,14	189,39	95,4	0,14	42,0	0,0	13236,2	6264,5
3	3,26	14,3	3,36	9367,8	126,47	63,7	0,14	42,0	0,0	8487,7	4772,3
4	3,26	17,9	3,42	20826,22	281,15	141,62	0,14	42,0	0,0	19214,4	8691,9
5	3,26	29,7	3,75	20640,65	278,65	140,36	0,14	42,0	0,0	18988,9	9630,6
6	3,26	26,6	3,64	11981,93	161,76	81,48	0,14	42,0	0,0	10646,9	6147,7
7	3,26	27,9	3,69	24696,77	333,41	167,94	0,14	42,0	0,0	22843,2	10895,2
8	3,26	27,7	3,68	17143,8	231,44	116,58	0,14	42,0	0,0	15590,7	8113,5
9	3,26	30,1	3,77	10742,74	145,03	73,05	0,11	40,5	0,0	9717,2	5387,3
10	3,26	48,5	4,92	9163,38	123,71	62,31	0,11	29,0	0,0	9346,9	5982,4



Sezione prospiciente i piloni ubicati nella zona nord della cava con indicazione del profilo di rottura applicato.

S.L.O.	0,5328	0,2	0,0109	0,0054
S.L.D.	0,6624	0,2	0,0135	0,0068
S.L.V.	1,5696	0,24	0,0384	0,0192
S.L.C.	1,9728	0,24	0,0483	0,0241

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0135
 Coefficiente azione sismica verticale 0,006 8

Vertici profilo

N	X m	y m
1	2544,87	1546,57
2	2545,5	1546,46
3	2636,09	1583,4
4	2666,61	1583,82
5	2677,16	1590,36
6	2704,74	1591,29
7	2709,43	1590,27
8	2712,54	1590,72
9	2717,02	1590,71

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/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0,09		25,20	2110	2140	0,00	limo sabbioso

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

=====

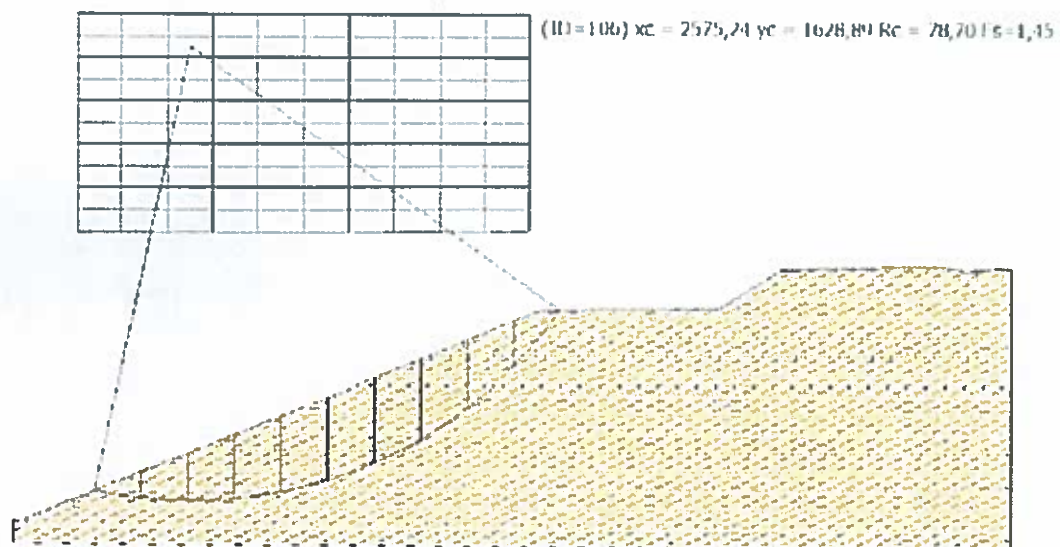
Fs minimo individuato 1,45
 Ascissa centro superficie 2575,24 m
 Ordinata centro superficie 1628,89 m
 Raggio superficie 78,7 m

=====

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

(ID=106) xc = 2575,243 yc = 1628,888 Rc = 78,704 Fs=1,446

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh-Wi (Kg)	Kv-Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	8,06	-9,1	8,17	40820,16	551,07	277,58	0,09	25,2	0,0	44757,721703,6	
2	8,06	-3,1	8,08	111299,6	1502,54	756,84	0,09	25,2	0,0	113990,246017,3	
3	8,06	2,8	8,07	167683,5	2263,731140,25		0,09	25,2	0,0	164751,864042,8	
4	8,06	8,6	8,16	209874,4	2833,31427,15		0,09	25,2	0,0	200616,577636,2	
5	8,06	14,7	8,34	237543,0	3206,831615,29		0,09	25,2	0,0	223303,987801,1	
6	8,06	20,9	8,63	249618,8	3369,851697,41		0,09	25,2	0,0	233332,094916,6	
7	8,06	27,3	9,07	244341,5	3298,611661,52		0,09	25,2	0,0	229699,798689,8	
8	8,06	34,2	9,75	218906,6	2955,241488,57		0,09	25,2	0,0	209596,897946,8	
9	8,06	41,6	10,79	168402,1	2273,431145,14		0,09	25,2	0,0	166317,888788,6	
10	8,06	50,1	12,58	83683,93	1129,73	569,05	0,09	25,2	0,0	84432,860077,8	



Sezione n° 2 con indicazione del profilo di rottura applicato.

**VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE NORD DI CAVA A CONFINE CON IL COMUNE DI BATTIPAGLIA
RIFERITO ALLA SEZIONE N° 3 (DATI GEOTECNICI RIFERITI AL SONDAGGIO N°1). in planimetria
allegata con il tratto**

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

=====

Lat./Long.	40,604916/15,024698
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei concii	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
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:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,44	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,43	0,33
S.L.V.	475,0	1,09	2,57	0,45
S.L.C.	975,0	1,37	2,63	0,48

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.	0,5328	0,2	0,0109	0,0054
S.L.D.	0,6624	0,2	0,0135	0,0068
S.L.V.	1,5696	0,24	0,0384	0,0192
S.L.C.	1,9728	0,24	0,0483	0,0241

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,014

Coefficiente azione sismica verticale 0,007

Vertici profilo

N	X m	y m
1	2200,56	1335,44
2	2227,99	1336,08
3	2313,57	1336,21
4	2412,67	1339,81
5	2417,7	1341,0
6	2422,7	1340,5
7	2435,14	1362,24
8	2442,37	1362,19
9	2443,31	1361,07

10	2445,22	1361,1
11	2462,26	1383,37
12	2467,27	1383,58
13	2469,7	1385,18
14	2476,38	1384,9
15	2486,56	1401,23
16	2495,77	1401,48
17	2505,08	1423,27
18	2509,22	1423,37
19	2512,74	1432,25
20	2520,41	1432,1
21	2523,3	1432,1
22	2523,82	1432,13
23	2525,49	1433,52
24	2529,58	1434,45
25	2538,92	1448,95
26	2643,39	1449,06
27	2650,8	1449,0 4

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	2200,56	1335,44
2	2227,99	1336,08
3	2313,57	1336,21
4	2412,67	1339,81
5	2417,7	1341,0
6	2422,7	1340,5
7	2435,14	1362,24
8	2442,37	1362,19
9	2443,31	1361,07
10	2445,22	1361,1
11	2462,26	1383,37
12	2467,27	1383,58
13	2469,7	1385,18
14	2476,38	1384,9
15	2486,56	1401,23
16	2495,77	1401,48
17	2505,08	1423,27
18	2509,22	1423,37
19	2512,74	1432,25
20	2520,41	1432,1
21	2523,3	1432,1
22	2523,82	1432,13
23	2525,49	1433,52
24	2529,58	1434,45
25	2537,56	1446,85
26	2542,9	1445,94
27	2547,38	1445,78
28	2550,1	1443,86
29	2552,82	1443,3
30	2557,15	1441,13
31	2560,59	1439,77
32	2582,52	1435,7
33	2592,68	1434,72
34	2606,78	1433,73
35	2619,9	1433,08
36	2634,32	1431,11

37	2650,8	1428,4 5
Vertici strato2		
N	X (m)	y (m)
1	2200,56	1335,44
2	2227,99	1336,08
3	2313,57	1336,21
4	2412,67	1339,81
5	2417,7	1341,0
6	2422,7	1340,5
7	2435,14	1362,24
8	2442,37	1362,19
9	2443,31	1361,07
10	2445,22	1361,1
11	2462,26	1383,37
12	2467,27	1383,58
13	2469,7	1385,18
14	2476,38	1384,9
15	2486,56	1401,23
16	2495,77	1401,48
17	2505,08	1423,27
18	2509,22	1423,37
19	2512,74	1432,25
20	2520,41	1432,1
21	2523,3	1432,1
22	2523,82	1432,13
23	2525,49	1433,52
24	2529,58	1434,45
25	2533,19	1440,05
26	2538,91	1438,98
27	2549,07	1437,67
28	2563,83	1433,73
29	2573,34	1431,11
30	2582,85	1427,83
31	2594,98	1425,87
32	2613,67	1423,9
33	2629,73	1421,61
34	2650,8	1418,3 2

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	2420,69	1340,8
2	2457,21	1357,77
3	2476,65	1373,42
4	2497,04	1393,33
5	2517,9	1411,82
6	2540,19	1429,37
7	2554,33	1449,04

Vertici superficie Nr...2

N	X m	y m
1	2544,26	1443,37

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/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.11		29	1630	1830	0,00	limo sabbioso
2	0.11		40.50	2140	2240	0,00	Ghiaia in matrice sabbiosa
3	0.14		42	2140	2240	0,00	ghiaia e sabbia

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	2435,41	1362,43	2438,41	1362,406	0,5

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=1,29

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh-Wi (Kg)	Kv-Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	13,06	24,9	14,4	240593,0	3368,31684,15	0,14	42,0	0,0	190112,6178414,1		
2	13,06	24,9	14,41	284261,7	3979,661989,83	0,14	42,0	0,0	225680,9208276,5		
3	13,06	31,4	15,31	483268,0	6765,753382,88	0,14	42,0	0,0	378961,3359395,8		
4	13,06	38,8	16,77	486441,6	6810,183405,09	0,14	42,0	0,0	377269,4394196,0		
5	13,06	44,0	18,17	432698,5	6057,783028,89	0,14	42,0	0,0	334699,3384373,2		
6	13,06	43,3	17,95	276076,1	3865,071932,53	0,14	42,0	0,0	209216,7248045,7		
7	13,06	41,6	17,46	553896,0	7754,543877,27	0,14	42,0	0,0	430995,0466096,8		
8	13,06	39,0	16,8	488881,5	6844,343422,17	0,14	42,0	0,0	379190,0396830,3		
9	13,06	39,9	17,02	476233,3	6667,273333,63	0,14	42,0	0,0	369013,1392228,5		
10	13,06	54,3	22,38	230780,1	3230,921615,46	0,11	40,5	0,0	182784,5261756,9		

Fs=1.29 Su...1



Sezione n° 3 con indicazione del profilo di rottura applicato.

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI CAVA NELLA ZONA SUD DELLA PARTICELLA 621 RIFERITO ALLA SEZIONE N°4 in planimetria allegata con il tratto (DATI GEOTECNICI RIFERITI AL SONDAGGIO N°3).

Nella parte sommitale è stato posto un sovraccarico di circa 10 tonnellate rappresentativo del peso del pilone ENEL.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	40,604916/15,024698
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
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:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,44	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,43	0,33
S.L.V.	475,0	1,09	2,57	0,45
S.L.C.	975,0	1,37	2,63	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,5328	0,2	0,0109	0,0054
S.L.D.	0,6624	0,2	0,0135	0,0068
S.L.V.	1,5696	0,24	0,0384	0,0192
S.L.C.	1,9728	0,24	0,0483	0,0241

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0135

Coefficiente azione sismica verticale 0,006 8

Vertici profilo

N	X M	y m
1	2861,26	1184,81
2	2874,1	1184,9
3	2878,03	1184,85
4	2942,58	1185,08

5	2943,54	1184,44
6	2948,51	1184,35
7	2949,82	1183,76
8	2952,26	1183,72
9	2957,58	1196,01
10	2963,94	1196,42
11	2969,86	1209,3
12	2976,91	1209,67
13	2983,46	1220,35
14	2989,78	1220,59
15	2991,47	1227,47
16	2993,7	1227,8
17	2996,91	1235,98
18	3003,15	1235,05
19	3010,46	1249,81
20	3028,98	1251,24
21	3033,66	1251,7 8

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	2861,26	1184,81
2	2874,1	1184,9
3	2878,03	1184,85
4	2942,58	1185,08
5	2943,54	1184,44
6	2948,51	1184,35
7	2949,82	1183,76
8	2952,26	1183,72
9	2957,58	1196,01
10	2963,94	1196,42
11	2969,86	1209,3
12	2976,91	1209,67
13	2983,46	1220,35
14	2989,78	1220,59
15	2991,47	1227,47
16	2993,7	1227,8
17	2996,91	1235,98
18	3003,15	1235,05
19	3006,68	1242,17
20	3012,37	1241,41
21	3016,09	1240,56
22	3019,91	1239,49
23	3024,69	1238,54
24	3029,48	1237,9
25	3033,66	1237,6 6

Vertici superficie Nr...1

N	X M	y m
1	2951,76	1183,83
2	2956,93	1189,04
3	2963,46	1192,2
4	2971,58	1198,96
5	2980,14	1205,27
6	2987,13	1210,23
7	2994,57	1218,8
8	3002,68	1226,23

9	3007,42	1233,45
10	3011,25	1240,43
11	3014,18	1246,29
12	3016,69	1250,36

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/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0.11		40.50	2140	2240	0,00	Ghiala e sabbia
2	0.11		42	2140	2240	0,00	ghiala e pietrisco

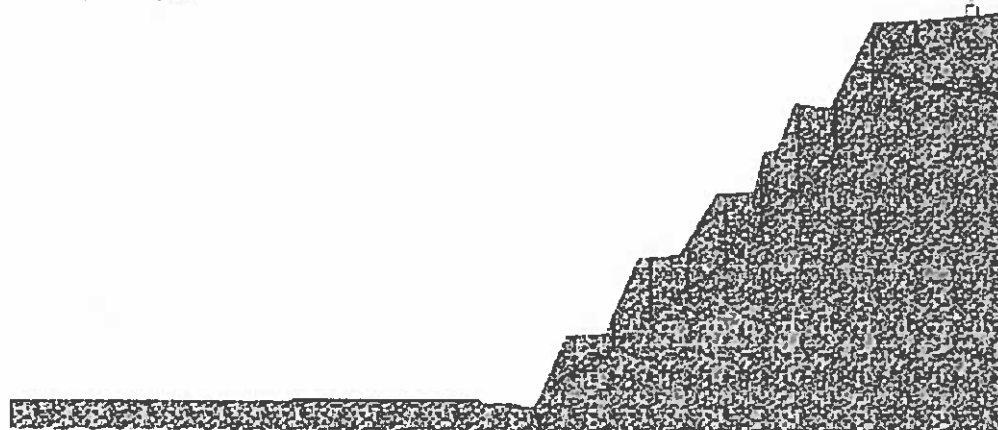
Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	3026,46	1251,14	3028,46	1251,294	1

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=1,13

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	6,39	39,7	8,3	64751,35	874,14	440,31	0,14	42,0	0,0	43576,563503,0	
2	6,39	30,8	7,44	58996,15	796,45	401,17	0,14	42,0	0,0	41377,853333,0	
3	6,39	39,6	8,3	140116,5	1891,57	952,79	0,14	42,0	0,0	100573,8127559,9	
4	6,39	36,4	7,94	109650,9	1480,29	745,63	0,14	42,0	0,0	78353,097520,9	
5	6,39	35,7	7,87	149636,7	2020,11	1017,53	0,14	42,0	0,0	108921,0129079,1	
6	6,39	44,5	8,96	121448,4	1639,55	825,85	0,14	42,0	0,0	85603,4120796,0	
7	6,39	46,3	9,24	152441,6	2057,96	1036,6	0,14	42,0	0,0	108940,1154389,6	
8	6,39	45,8	9,17	146045,3	1971,61	993,11	0,14	42,0	0,0	104115,7146989,3	
9	6,39	58,9	12,37	131484,5	1775,04	894,09	0,14	42,0	0,0	93199,9188335,8	
10	6,39	61,3	13,31	76437,04	1031,9	519,77	0,11	40,5	0,0	53389,7120551,0	

Fs=1,13 Sup...1



Sezione n°4 con indicazione del profilo di rottura applicato.

**VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI CAVA NEI PRESSI DELL'INGRESSO AL SITO ESTRATTIVO
RIFERITO ALLA SEZIONE N°5 in planimetria allegata con il tratto (DATI GEOTECNICI
RIFERITI AL SONDAGGIO N°4).**

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	40,604916/15,024698
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
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:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,44	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,43	0,33
S.L.V.	475,0	1,09	2,57	0,45
S.L.C.	975,0	1,37	2,63	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,5328	0,2	0,0109	0,0054
S.L.D.	0,6624	0,2	0,0135	0,0068
S.L.V.	1,5696	0,24	0,0384	0,0192
S.L.C.	1,9728	0,24	0,0483	0,0241

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0135

Coefficiente azione sismica verticale 0,006 8

Vertici profilo

N	X m	y m
1	2673,42	940,94
2	2686,58	940,94
3	2691,04	940,94
4	2695,97	940,94
5	2698,14	940,94
6	2700,27	945,47
7	2701,44	947,96
8	2702,15	949,49
9	2704,17	949,65
10	2705,82	949,78
11	2707,49	953,0
12	2708,46	954,95
13	2709,23	956,43
14	2710,0	957,96
15	2712,46	958,3
16	2713,8	958,48
17	2715,87	958,76
18	2717,02	961,85
19	2717,73	963,74
20	2719,14	967,51
21	2719,72	969,06
22	2727,16	969,06
23	2733,35	969,06
24	2738,38	969,06
25	2741,98	969,06
26	2744,69	969,0 6

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	2673,42	940,94
2	2686,58	940,94
3	2686,58	940,94
4	2686,58	940,94
5	2691,04	940,94
6	2695,97	940,94
7	2698,14	940,94
8	2700,27	945,47
9	2701,44	947,96
10	2702,15	949,49
11	2704,17	949,65
12	2705,82	949,78
13	2707,49	953,0
14	2708,46	954,95
15	2709,23	956,43
16	2710,0	957,96
17	2712,46	958,3
18	2713,8	958,48
19	2715,87	958,76
20	2717,02	961,85
21	2717,73	963,74
22	2717,93	964,28
23	2723,76	963,22
24	2727,95	963,39
25	2733,68	963,22
26	2737,19	963,39

27	2743,51	963,39
28	2744,69	963,17

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	2673,42	940,94
2	2686,58	940,94
3	2686,58	940,94
4	2686,58	940,94
5	2691,04	940,94
6	2695,97	940,94
7	2698,14	940,94
8	2700,27	945,47
9	2701,44	947,96
10	2702,15	949,49
11	2704,17	949,65
12	2705,82	949,78
13	2707,49	953,0
14	2708,46	954,95
15	2709,23	956,43
16	2710,0	957,96
17	2712,46	958,3
18	2713,8	958,48
19	2715,87	958,76
20	2716,37	960,11
21	2721,37	959,88
22	2724,53	959,54
23	2727,61	959,45
24	2730,77	959,88
25	2734,28	959,28
26	2739,07	959,71
27	2744,69	959,8

Vertici superficie Nr...1

N	X m	y m
1	2698,09	941,04
2	2702,54	943,7
3	2705,48	946,19
4	2710,22	950,42
5	2713,09	953,49
6	2715,4	955,98
7	2717,7	958,54
8	2719,36	960,91
9	2721,09	963,46
10	2722,56	966,53
11	2723,46	969,14

Stratigrafia

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

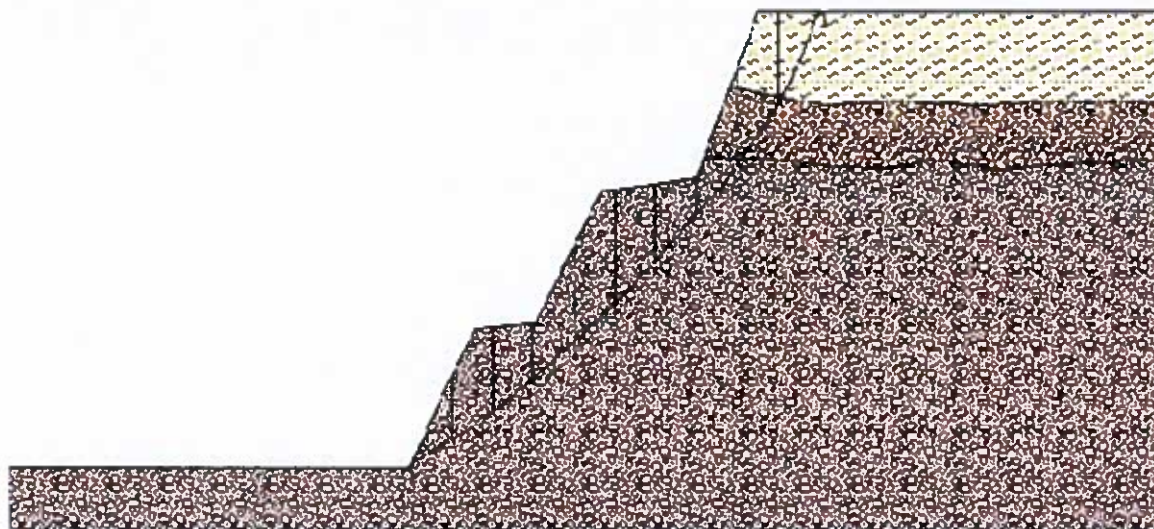
Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ²)	Litologia
1	0.09		29	1630	1830	0,00	limo sabbioso
2	0.11		40.50	2140	2240	0,00	Ghiaia e pietrisco
3	0.14		42	2140	2240	0,00	ghiaia e

							sabbia addensate
--	--	--	--	--	--	--	---------------------

Superficie Nr...1 Fattore di sicurezza=1,20

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh-Wi (Kg)	Kv-Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2,52	30,9	2,94	10406,84	140,49	70,77	0,14	42,0	0,0	6648,210672,8	
2	2,52	33,8	3,03	30878,73	416,86	209,98	0,14	42,0	0,0	22352,326620,0	
3	2,52	40,5	3,31	23123,81	312,17	157,24	0,14	42,0	0,0	15796,722494,7	
4	2,52	41,7	3,38	24639,76	332,64	167,55	0,14	42,0	0,0	16887,324231,7	
5	2,52	43,1	3,45	38895,74	525,09	264,49	0,14	42,0	0,0	27868,137158,2	
6	2,52	46,9	3,69	31446,38	424,53	213,84	0,14	42,0	0,0	21900,233034,5	
7	2,52	47,4	3,73	18630,63	251,51	126,69	0,14	42,0	0,0	11850,321305,0	
8	2,52	50,1	3,93	22272,99	300,69	151,46	0,14	42,0	0,0	14543,026321,5	
9	2,52	55,6	4,46	34211,34	461,85	232,64	0,11	40,5	0,0	25357,242625,9	
10	2,52	66,7	6,37	12015,95	162,22	81,71	0,09	29,0	0,0	8443,223862,3	

Fs = 1,20 Superficie



Sezione n°5 con indicazione del profilo di rottura applicato.

CONCLUSIONI

Da quanto esposto in precedenza si può evincere:

La cava risulta ubicata al foglio di mappa n° 18 del comune di Eboli (SA). Le attuali particelle interessate dalla lavorazione sono: 441, 446, 182, 439, 440, 621, 696, 627, 630, 633, 697, 694, 623. Tali particelle sono quelle ricomprese all' interno del progetto P.R.A.E. rimesso presso tutti gli Enti competenti nell'Ottobre 2006.

- 1)
- 2) lo studio geologico ha avuto, come riferimento, le disposizioni riportate nel D.M. 14.01.2008 riguardanti le "Norme tecniche per le indagini sui terreni e le rocce per opere di edilizia pubblica e privata";
- 3) sul posto sono stati effettuati una serie di rilievi atti a riconoscere e valutare:
 - i lineamenti geomorfologici della zona;
 - eventuali processi morfologici e di dissesti in atto;
 - l'assetto strutturale dell'area di specifico interesse;
 - lo stato idrogeologico superficiale e sotterraneo;
 - la stratigrafia dei litotipi presenti su tagli naturali ed artificiali in aree immediatamente limitrofe;
 - la caratterizzazione geotecnica dei terreni attraverso l'osservazione diretta dei litotipi affioranti nel sito (esecuzione di n.4 sondaggi a carotaggio continuo, n.10 SPT, n.6 prelievi di campioni con relative analisi di laboratorio certificate come da NTC 2008.)

Da tutto ciò è emerso che:

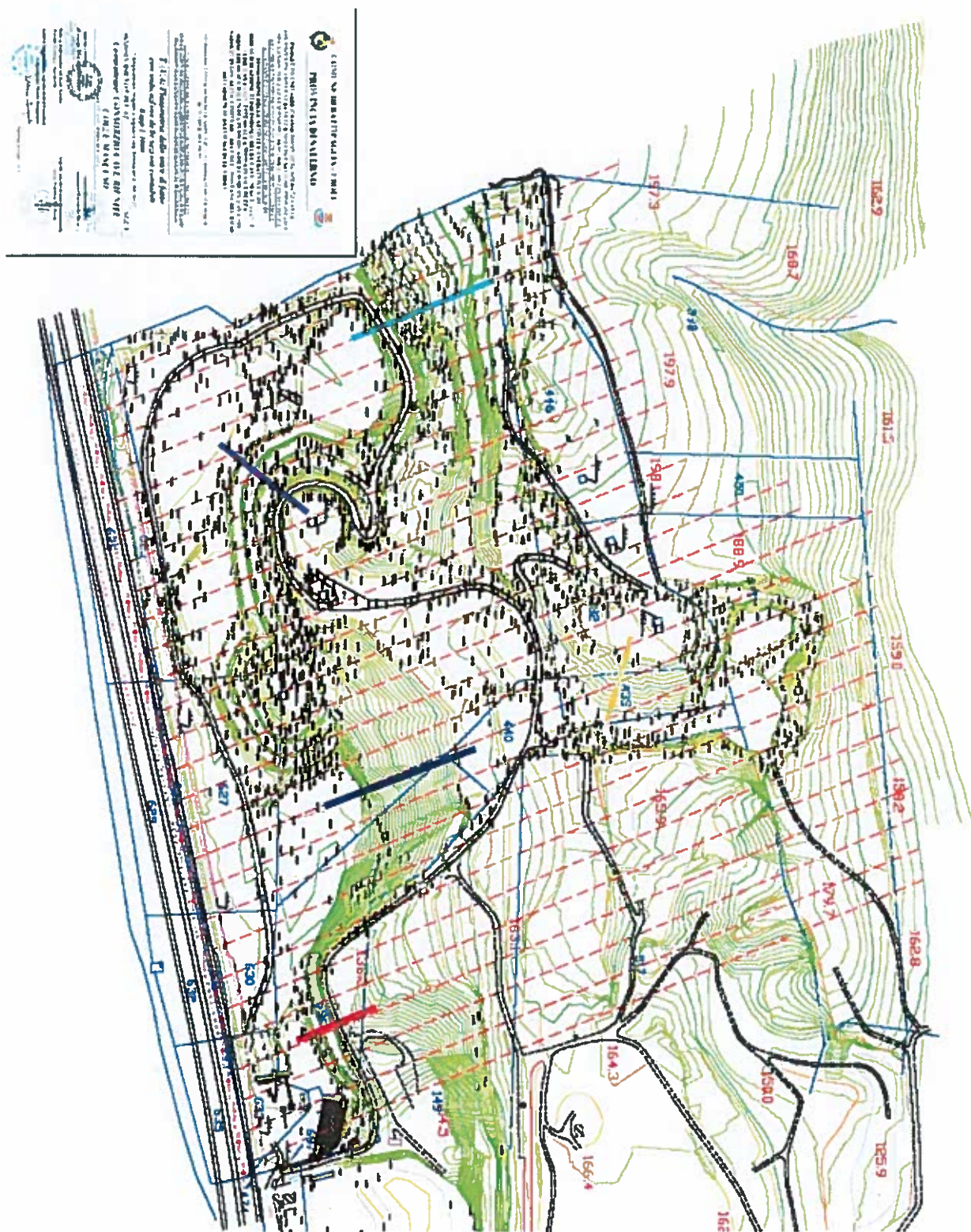
- dal punto di vista geologico i litotipi affioranti appartengono alla formazione dei "Conglomerati di Eboli" e risultano essere costituiti da ghiaie grossolane immerse in matrice sabbiosa, il tutto di natura calcarea e calcareo - dolomitica;
- considerando l'aspetto idrogeologico, i "Conglomerati di Eboli" sono caratterizzati da un'elevata permeabilità per porosità; le falde acquifere sono ubicate a profondità dell'ordine del centinaio di metri, di conseguenza la profondità della falda nell'area di cava non interferisce con le operazioni di scavo;
- Le verifiche di stabilità sui fronti di scavo della ditta "Edilcava S.r.l." alla loc. "Fontana del Fico di Eboli (Sa) pongono in evidenza una loro sostanziale stabilità che, in alcuni settori viene, però, compromessa da una non adeguata sistemazione idraulica delle superfici.

Tanto in merito all'incarico ricevuto.

Salerno, novembre 2015

Il Geologo
Marzia Spera





COMUNE DI BATTIPAGLIA - EBOLI

PROVINCIA DI SALERNO

**PROGETTO UNITARIO (TRASMESSO IN OTTEMPERANZA ALLA
DISPOSIZIONE CONTENUTA NELLA NOTA DEL SETTORE PROVINCIALE
DEL GENIO CIVILE DI SALERNO DEL 10.03.1998 N. 5032 IN REVISIONE
DEL PROGETTO PRODOTTO IN DATA 28/03/2014 PROT. N. 221084 E
SUCCESSIVE INTEGRAZIONI DEL 18/05/2015 E 10/09/2015) DI
DISMISSIONE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE E DI
RIQUALIFICAZIONE TERRITORIALE DELLE CAVE "MA.CE. s.r.l." E
"EDIL CAVA s.r.l.", ESTESO ALLA MESSA IN SICUREZZA
IDROGEOLOGICA DELL'AREA INDIVIDUABILE COME EX CAVA "DI
NAPOLI", IN LOCALITA' CIMITERO - BUCCOLI - FONTANA DEL FICO
DEI COMUNI DI BATTIPAGLIA ED EBOLI**

STUDIO ESEGUITO AI SENSI DELL'ARTT. 3, 27 e 10, COMMA 10, DELLE NORME
ATTUATIVE DEL PRAE

ATTUALIZZAZIONE DELLA PROGETTAZIONE PRESENTATA NEL 2006 CON
INTEGRAZIONI RICHIESTE DALL'AMMINISTRAZIONE REGIONALE E NEL RISPETTO
DEL PROTOCOLLO D'INTESA SOTTOSCRITTO CON IL COMUNE DI BATTIPAGLIA

VERIFICA DI STABILITA' STATO DI PROGETTO

"Adeguamento Progetto a seguito Conf. Servizi del 17.09.2015"

AGGIORNAMENTO: REV. 03

SEZ. B'

**Committente: CONSORZIO CAVE RIUNITE
COLLE MANCUSO**

(MA.CE. s.r.l. - EDILCAVA s.r.l.)

Aspetti Geologici

(Geologo **Marzia Spèra**)

Rilievi Topografici ed Elab. Grafici
(Geom. **Lorenzo Martinelli**)

Aspetti Naturalistici, Agronomici e Forestali

(Agronomo **Mario Spagnuolo**)

MARIO

SPAGNUOLO

N. 65

Aspetti Ingegneristici

(Ingegnere **Gerardo Sica**)

Aspetti Architettonici e Ambientali

(Arch. **Patrizio De Rosa**)

VERIFICA DELLE CONDIZIONI GENERALI DI STABILITA' DELLO STATO DI PROGETTO

Le Nuove Norme NTC 2008 non specificano con quale approccio metodologico debbano essere affrontate le verifiche di stabilità dei fronti di cava. Se consideriamo i fronti di cava assimilabili ai fronti di scavo, allora valgono le stesse metodologie impiegate per i pendii naturali. Citate al paragrafo 6.3 della suindicata normativa vigente.

Dopo aver effettuato una modellizzazione geologica e geotecnica del pendio, così come stabilito ai paragrafi 6.3.2 e 6.3.3 della normativa, si è proceduto alla verifica di sicurezza, come stabilito al paragrafo 6.3.4. ed individuando coppie caratteristiche: "geometria del pendio/caratteristiche geotecniche" che si mantengono costanti in tutto il progetto.

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.

La metodologia applicata è quella che compete ai terreni granulometricamente eterogenei in condizioni drenate, con introduzione di ipotesi semplificative:

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

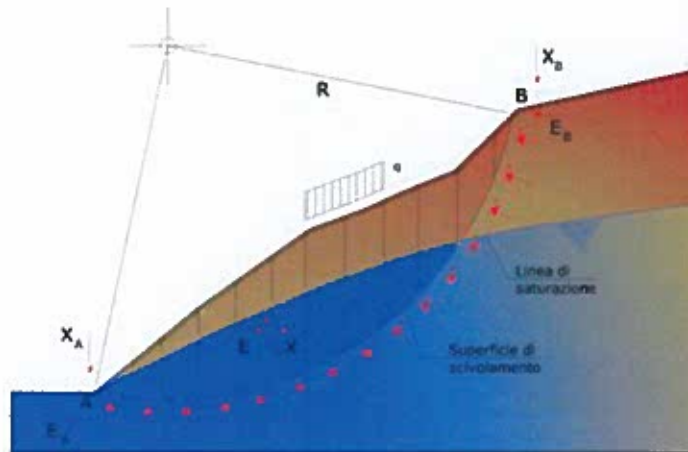
Metodo equilibrio limite (LEM)

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

$$F = \tau_f / \tau$$

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

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concii

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

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

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

Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni $4n$.

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

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

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

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

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

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

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

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

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

Metodo di Bishop (1955)

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

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

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

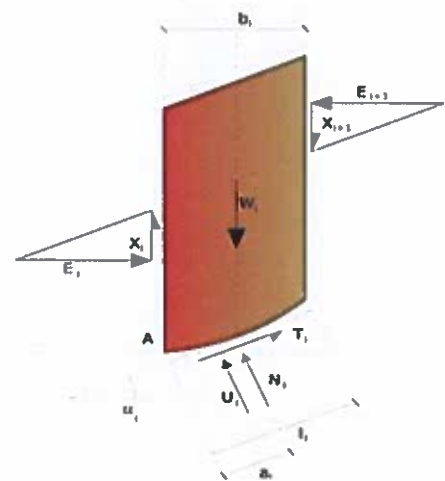
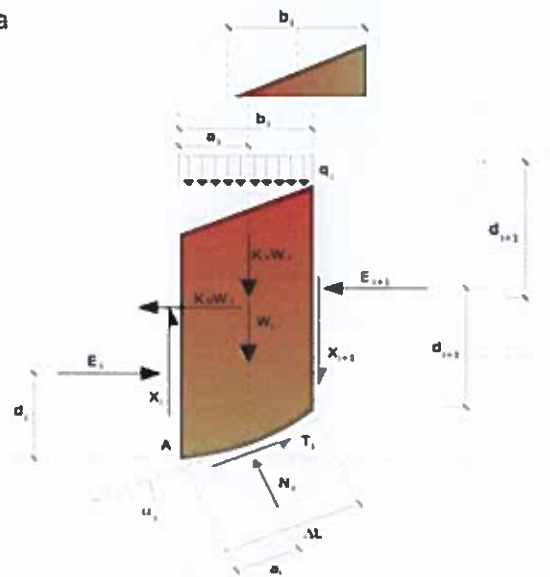
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi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

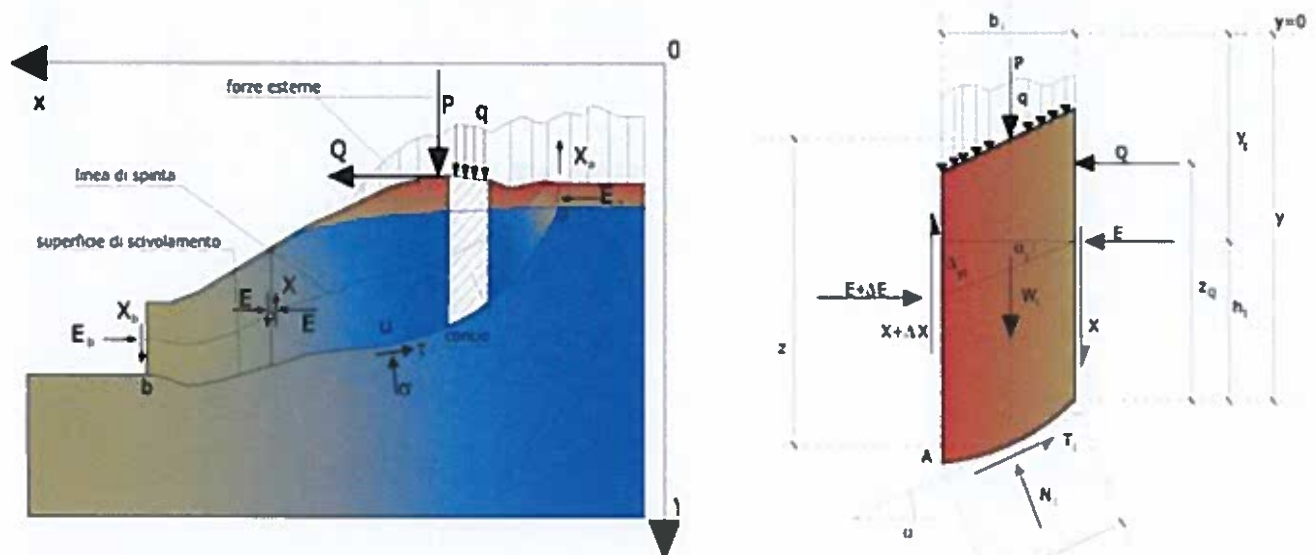
Metodo di Janbu (1956)

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.

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



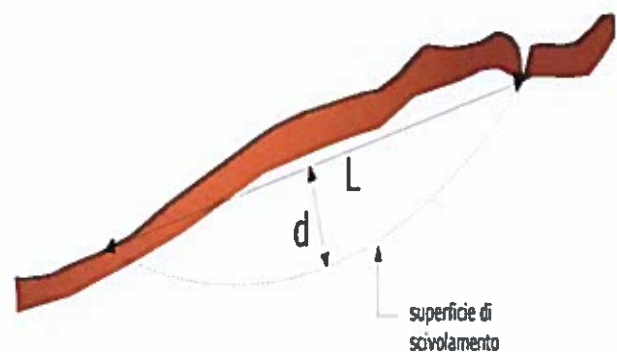
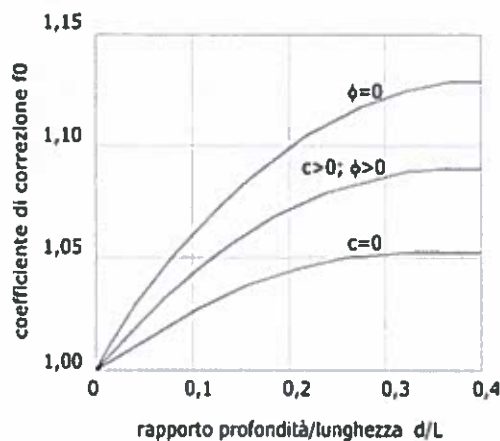


Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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



Metodo di Bell (1968)

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

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

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor. In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell'i-esimo concio è data da:

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

in cui:

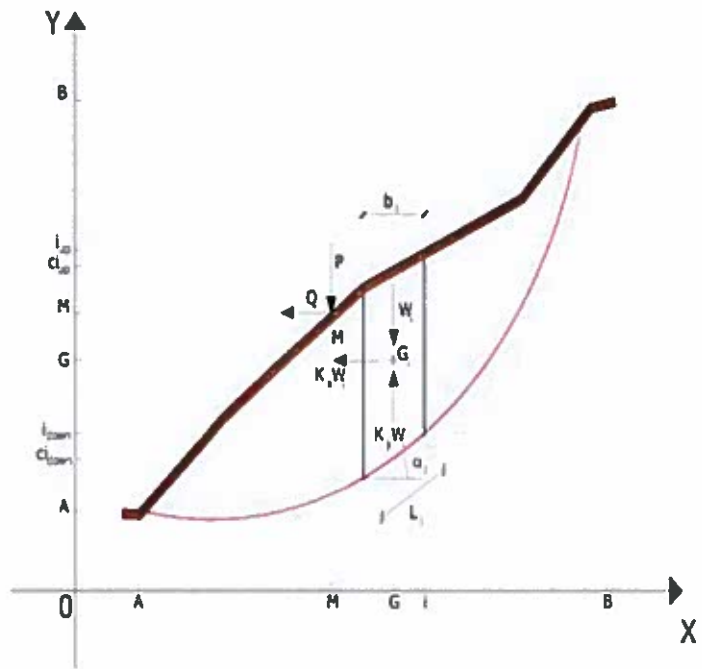
F = il fattore di sicurezza;

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

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

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

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



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

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

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

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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z 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 agisca nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

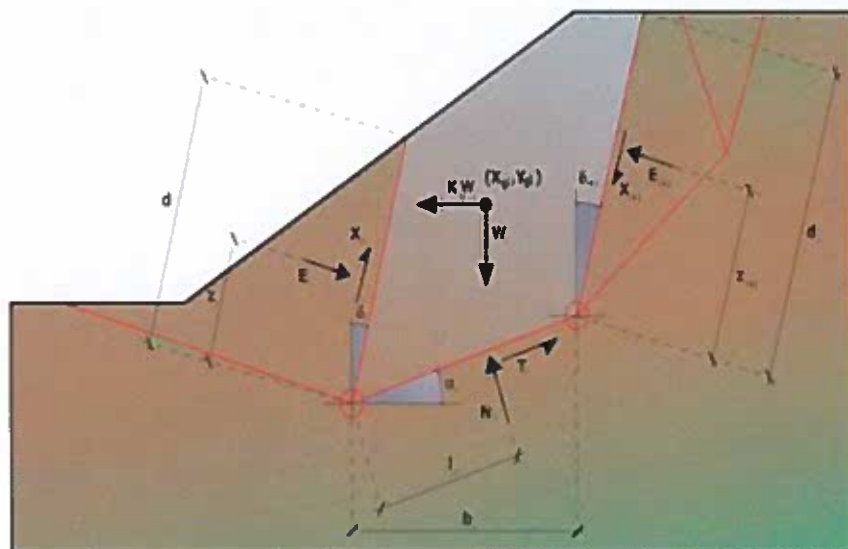
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

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

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

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



Azioni sull' i -esimo concio, metodo di Sarma

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

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

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare,

trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

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

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

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

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

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e 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 $i=1, \dots, n$.

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

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

dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

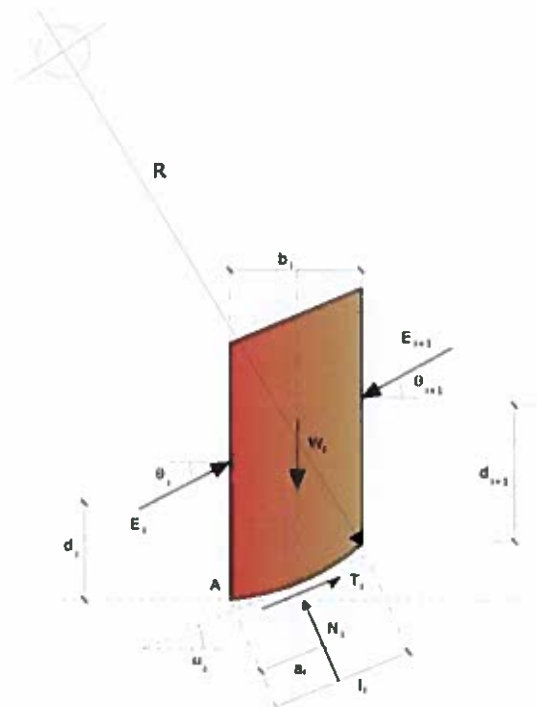
Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

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

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

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

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede



risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

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

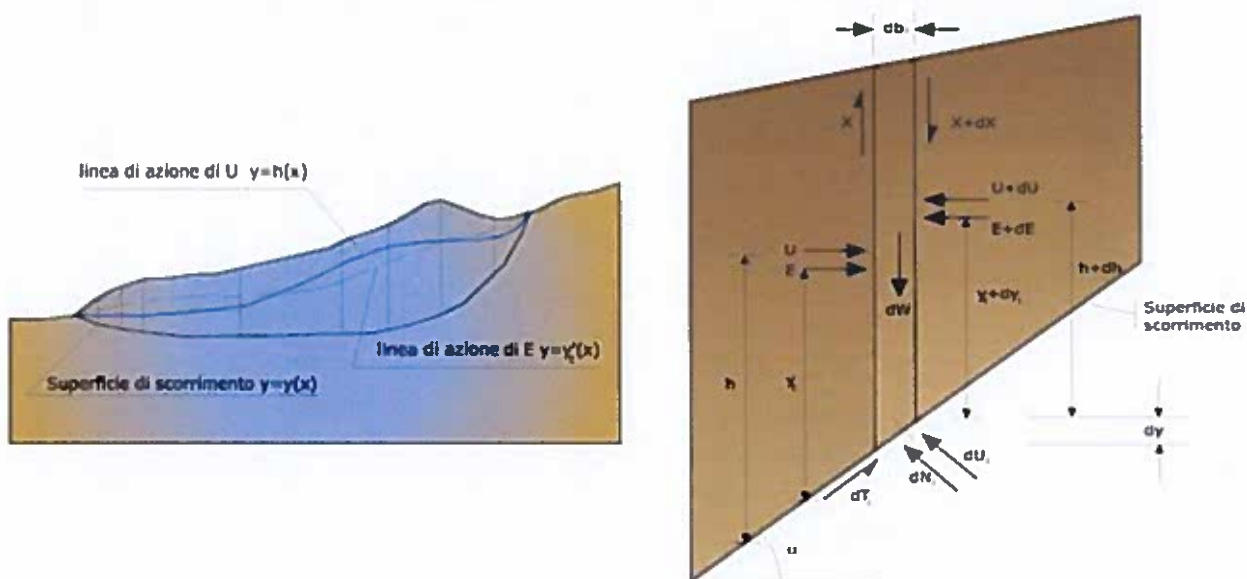
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di 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 mezzzeria della base:

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

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

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

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 una 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 pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminazione 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 (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

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

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

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

Valutazione dell'azione sismica

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

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

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

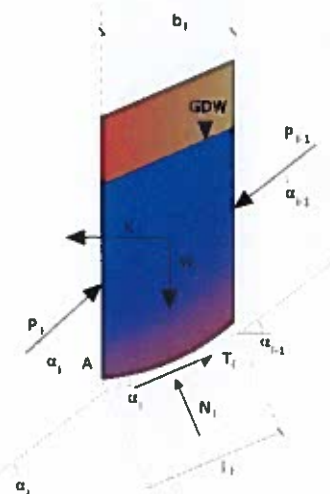
Essendo:

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

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici



aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

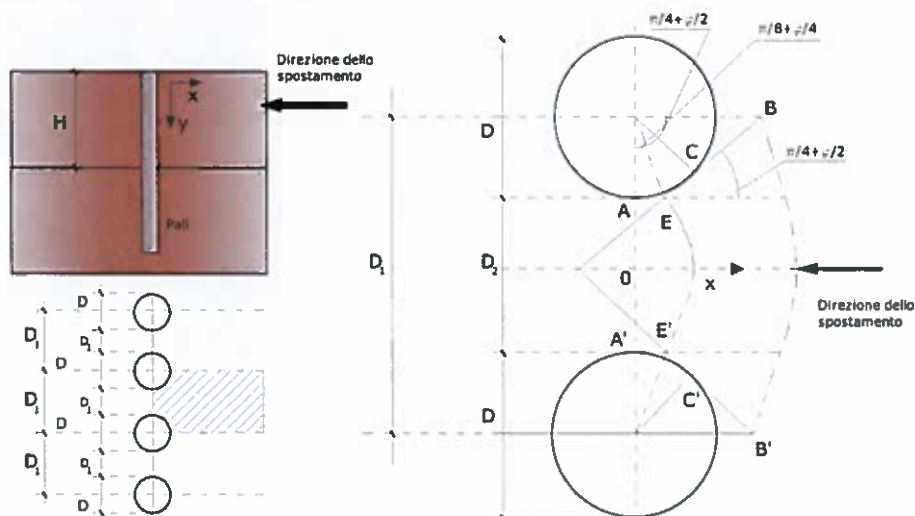
Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali. Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo 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 spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;

- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

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

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[\frac{1}{(N_\varphi \tan \varphi)} \left(e^{K_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

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

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

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

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

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

$$P = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[\frac{1}{(N_\varphi \tan \varphi)} \left(e^{K_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] \cdot H - C \cdot H \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

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

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

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

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

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

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

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

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;

- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1956)

Lat./Long.	40,6049155/15,024698
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
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:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,44	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,43	0,33
S.L.V.	475,0	1,09	2,57	0,45
S.L.C.	975,0	1,37	2,63	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,5328	0,2	0,0109	0,0054
S.L.D.	0,6624	0,2	0,0135	0,0068
S.L.V.	1,5696	0,24	0,0384	0,0192
S.L.C.	1,9728	0,24	0,0483	0,0241

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0135
Coefficiente azione sismica verticale	0,006 8

Vertici profilo

N	X m	y m
1	2785,22	1263,32
2	2786,67	1267,32
3	2790,68	1267,32
4	2792,14	1271,32

5	2796,15	1271,32
6	2797,6	1275,32
7	2801,61	1275,32
8	2803,06	1279,32
9	2811,08	1279,32
10	2812,54	1283,32
11	2816,55	1283,32
12	2818,0	1287,32
13	2822,01	1287,32
14	2823,46	1291,32
15	2827,47	1291,32
16	2828,93	1295,32
17	2832,94	1295,32
18	2834,39	1299,32
19	2838,4	1299,32
20	2839,85	1303,32
21	2843,86	1303,32
22	2845,32	1307,32
23	2849,33	1307,32
24	2850,78	1311,32
25	2854,79	1311,32
26	2856,24	1315,32
27	2860,25	1315,32
28	2861,71	1319,32
29	2865,72	1319,32
30	2867,17	1323,32
31	2871,18	1323,32
32	2872,63	1327,32
33	2876,64	1327,32
34	2878,1	1331,32
35	2882,11	1331,3 2

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	2785,22	1263,32
2	2786,67	1267,32
3	2786,67	1267,32
4	2786,67	1267,32
5	2790,68	1267,32
6	2792,14	1271,32
7	2796,15	1271,32
8	2797,6	1275,32
9	2801,61	1275,32
10	2803,06	1279,32
11	2811,08	1279,32
12	2812,54	1283,32
13	2816,55	1283,32
14	2818,0	1287,32
15	2822,01	1287,32
16	2823,46	1291,32
17	2827,47	1291,32
18	2828,93	1295,32
19	2832,94	1295,32
20	2834,39	1299,32
21	2838,4	1299,32
22	2839,85	1303,32
23	2843,86	1303,32
24	2845,32	1307,32
25	2849,33	1307,32
26	2849,53	1307,89

27	2860,46	1305,65
28	2870,24	1303,17
29	2877,54	1301,27
30	2882,11	1300,02

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	2785,22	1263,32
2	2786,67	1267,32
3	2790,68	1267,32
4	2792,14	1271,32
5	2796,15	1271,32
6	2797,6	1275,32
7	2801,61	1275,32
8	2803,06	1279,32
9	2811,08	1279,32
10	2812,54	1283,32
11	2816,55	1283,32
12	2818,0	1287,32
13	2821,52	1287,32
14	2831,84	1284,18
15	2846,44	1281,26
16	2867,03	1276,45
17	2882,11	1272,49

Vertici superficie Nr...1




N	X m	y m
1	2791,7	1270,29
2	2819,19	1279,19
3	2848,91	1301,55
4	2867,21	1315,07
5	2881,42	1331,39

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	No

Stratigrafia

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

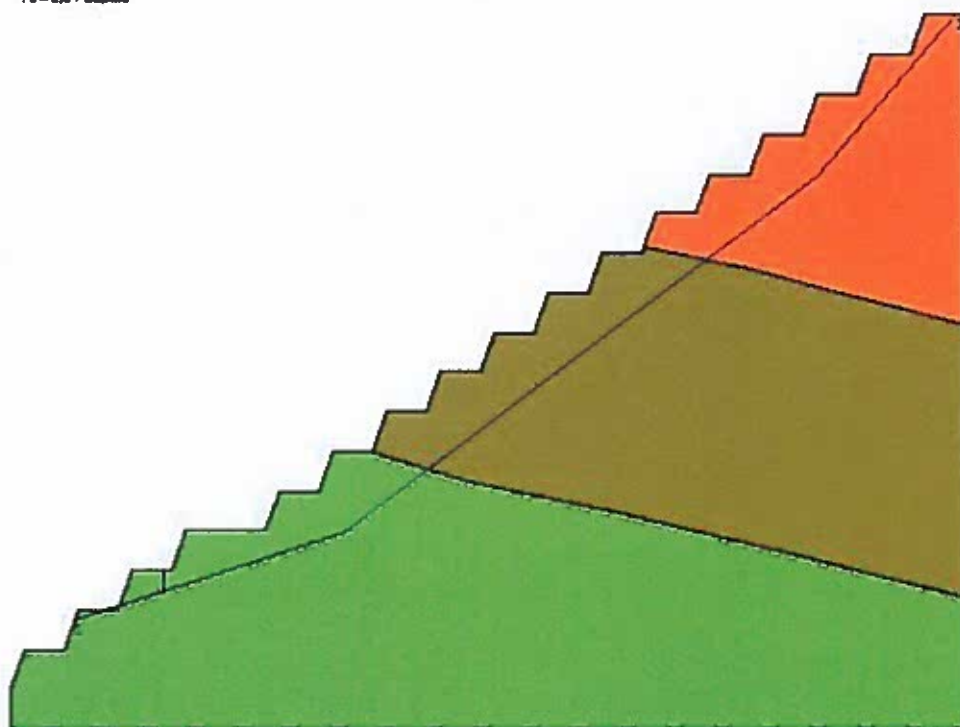
Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0.11	0	29	1630	1830	0,00	limo sabbioso	
2	0.11	0	40.50	2140	2240	0,00	ghiaia in matrice sabbiosa	
3	0.14	0	42	2140	2240	0,00	ghiaia e sabbia	

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=1,64

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	8,96	17,9	9,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fs=1,64 Sp_1



CONCLUSIONI

Da quanto esposto in precedenza si può evincere:

La cava risulta ubicata al foglio di mappa n° 18 del comune di Eboli (SA). Le attuali particelle interessate dalla lavorazione sono: 441, 446, 182, 439, 440, 621, 696, 627, 630, 633, 697, 694, 623. Tali particelle sono quelle ricomprese all' interno del progetto P.R.A.E. rimesso presso tutti gli Enti competenti nell'Ottobre 2006.

1)

2) lo studio geologico ha avuto, come riferimento, le disposizioni riportate nel D.M. 14.01.2008 riguardanti le "Norme tecniche per le indagini sui terreni e le rocce per opere di edilizia pubblica e privata";

3) sul posto sono stati effettuati una serie di rilievi atti a riconoscere e valutare:

- i lineamenti geomorfologici della zona;
- eventuali processi morfologici e di dissesti in atto;
- l'assetto strutturale dell'area di specifico interesse;
- lo stato idrogeologico superficiale e sotterraneo;
- la stratigrafia dei litotipi presenti su tagli naturali ed artificiali in aree immediatamente limitrofe;
- la caratterizzazione geotecnica dei terreni attraverso l'osservazione diretta dei litotipi affioranti nel sito (esecuzione di n.4 sondaggi a carotaggio continuo, n.10 SPT, n.6 prelievi di campioni con relative analisi di laboratorio certificate come da NTC 2008.)

Da tutto ciò è emerso che:

- dal punto di vista geologico i litotipi affioranti appartengono alla formazione dei "Conglomerati di Eboli" e risultano essere costituiti da ghiaie grossolane immerse in matrice sabbiosa, il tutto di natura calcarea e calcareo - dolomitica;
- considerando l'aspetto idrogeologico, i "Conglomerati di Eboli" sono caratterizzati da un'elevata permeabilità per porosità; le falde acquifere sono ubicate a profondità dell'ordine del centinaio di metri, di conseguenza la profondità della falda nell'area di cava non interferisce con le operazioni di scavo;
- La verifica di stabilità sul fronte di scavo pone in evidenza una netta stabilità dell'area, che conforta le linee progettuali di recupero ambientale del sito.

Tanto in merito all'incarico ricevuto.

Salerno, novembre 2015

Il Geologo
Marzia Spera



