



COMUNE DI MARINEO
Città Metropolitana di Palermo
AREA TECNICA

**OPERE DI INTERVENTO SU AREA TRA LA VIA DEI MARINESI
NEL MONDO E LA VIA AGRIGENTO IN DISSESTO
IDROGEOLOGICO A SEGUITO DEGLI EVENTI METEOROLOGICI
DEL 03/11/2018 IN MARINEO (PA)
CUP G93H19000940001**

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO:
RELAZIONI
– Relazione Geotecnica
Paratia

PROGETTISTA:
Dott. Ing. Carmelo Lo Franco
Dott. Ing. Carmelo Lo Franco
Iscriz. all'albo degli Ingegneri
di Palermo n. 4062

TAV.
A.04.2

REV.

SCALA

DATA
DIC. 2019

R.U.P.:
Arch. Pier Giuseppe Sciortino

RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

Il sottoscritto Dott. Ing. Carmelo Lo Franco, regolarmente iscritto al n.4062 dell'ordine degli ingegneri della provincia di Palermo, incaricato della progettazione esecutiva, nonché del coordinamento per la sicurezza in fase di progettazione, relativi alle: "OPERE DI INTERVENTO SU AREA TRA LA VIA DEI MARINESI NEL MONDO E LA VIA AGRIGENTO IN DISSESTO IDROGEOLOGICO A SEGUITO DEGLI EVENTI METEOROLOGICI DEL 03/11/2011 IN MARINEO(PA)" giusta contratto Rep. N.04/2019 del 28/11/2019; acquisita la relazione geologica a firma del Dott. Geol. Pietro Montanelli, effettuati i calcoli di verifica sia di natura geotecnica che di tipo strutturale per le opere progettate, redatti i grafici progettuali relaziona quanto segue.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, di verifica e di progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con il D.M. 17/01/2018.

L'area oggetto dell'intervento ricade a est dell'abitato di Marineo (PA) e viene riquadrata nella cartografia ufficiale nel Foglio n. 258 - Quadrante I° - Orientamento NE Tavoleta "Marineo" della Carta Topografica d'Italia edita dall'I.G.M. in scala 1/25.000.

Nella carta tecnica regionale (CTR) in scala 1/10.000 ricade nella Sezione N°608020 denominata "Bolognetta".

In dettaglio l'opera in progetto si configura catastalmente nel Foglio 15 del Comune di Marineo in C.da Serra Cavallaro - Gorgaccio e interessa le particelle 210, 884, 1422, 1425, 1429, 1430, 1472, 1747 oltre che sulla sede viaria di via Agrigento e di via Marinesi nel Mondo.

Essa è identificata all'interno del centro abitato, nella sua porzione nordorientale, delimitata a Nord-Ovest da via Roma e parte della via Agrigento, a Sud-Est dal quartiere Serra Cavallaro.

L'area oggetto dell'intervento di consolidamento e protezione del canale a cielo aperto è localizzata a valle della via Agrigento e della via Peppino Piraino, lo scopo principale è quello di evitare che forme di smottamento della coltre superficiale possa mettere in crisi il canale a cielo aperto, vettore principale delle acque superficiali captate principalmente dalla condotta lungo la via Agrigento.

Dalla relazione Geologica a firma del dott. Pietro Montanelli, e dai relativi dati dei sondaggi e delle stratigrafie, a cui si rimanda per completezza, si rileva che l'area, ove verrà realizzata la paratia è costituita

da uno strato di base di calcarenite giallastra con intercalazioni sabbiose, al di sopra è presente uno strato di argille con sabbia ed il suolo agrario.

Ai fini della presente relazione si è ipotizzato il pendio privo dell'elemento irrigidente ma saturo ed pendio con l'inserimento del corpo rigido, paratia, anch'esso in presenza d'acqua

L'opera di consolidamento è costituita da una paratia di pali Ø800 in c.a., in numero pari a 47, ad interasse pari a ml 1,00, collegati in testa da un cordolo in c.a. avente sezione geometrica pari a ml 1,20x ml 1,20.

Criteri generali di verifica geotecnica

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

2.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = \gamma_E E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto

$\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione è effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono stati scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi tra loro.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono state previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per quanto concerne le azioni, il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza. I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella tabella sottostante.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

2.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le condizioni di carico agenti sulle paratie in progetto dipendono dall'altezza del terrapieno da contenere e dalla ubicazione rispetto alla sede stradale.

Nel caso in esame le due paratie presentano caratteristiche molto simili, infatti entrambe verranno realizzate su sedi viarie esistenti, quindi i eguali sovraccarichi, le stratigrafie geologiche sono identiche sia per tipologia dei terreni che per spessori. La tipologia della paratia è costituita da pali in. c.a. allineati

diametro mm 1000 aventi lunghezza ml 20,00 oltre cordolo di ml 1,00, interasse ml 1,20, si è supposto che la contropinta di valle, a vantaggio di sicurezza, non sia influente, spessore del terrapieno di monte spingente pari a ml 7,75, il previsto sovraccarico è di kN/mq 20,00.

Con l'ausilio del programma di calcolo C.D.B. in uso allo scrivente redatto dalla società STS srl di Catania è stata effettuata la verifica della paratia che di seguito si riporta.

Il livello di progetto della falda freatica è stato scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Le verifiche sono fatte con riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

-SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia, accertando che la condizione

$$E_d \leq R_d \text{ sia}$$

soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I del

14/01/08 di seguito riportate.

Per le verifiche dettagliate delle paratie si rimanda al fascicolo di calcolo allegato al progetto dove sono riportati i dati di input ed output della paratia oggetto della presente.

I dati geotecnici sono riportati nella relazione geologica a cui si rimanda.

RELAZIONE DI CALCOLO PENDIO IN ASSENZA DI PARATIA

La presente relazione è relativa alla verifica di pendii naturali, di scarpate per scavi e di opere in terra.

▮ **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le costruzioni* emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”. Le verifiche sono state condotte rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) applicando alle caratteristiche geotecniche del terreno i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tab. 6.2.II NTC).

▮ **VERIFICHE DI STABILITÀ**

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilità del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla *Mohr-Coulomb*, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è, in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non è possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

- *SCARTATA* : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;
- *NON CONV.* : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;
- *ELEM.RIG.* : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

• **METODO DI BELL**

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento.

Definite le quantità:

- $-f = \operatorname{sen}\left(2 \cdot pg \cdot \frac{xb - xi}{xb - xa}\right)$
- *pg* = costante pi greca
- *xb* = ascissa punto di monte del pendio
- *xa* = ascissa punto di valle del pendio

- x_i = ascissa parete di monte del pendio
- K_x, K_y = coeff. sismici orizzontale e verticale
- x_{ci} = ascissa punto medio alla base del concio i
- z_{ci} = ordinata punto medio alla base del concio i
- x_{gi}, y_{gi} = ascissa e ordinata baricentro concio i
- x_{mi}, y_{mi} = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

$$\begin{aligned} a_{11} &= (1 - K_x) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(f_i) - F \cdot \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \\ a_{12} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(f_i) - F \cdot \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{13} &= \sum_i c_i \cdot b \\ a_{14} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(f_i) + F(K_x \cdot \sum_i W_i - Q_i) \\ a_{21} &= (1 - K_y) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(f_i) + F \cdot \sum_i W_i \cos^2(a_i) \right) \\ a_{22} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) + F \cdot \sum_i f \cdot b \\ a_{23} &= \sum_i c_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{24} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \cdot \tan(f_i) + F \left[(1 - K_y) \cdot \sum_i W_i + P_i \right] \\ a_{31} &= (1 - K_y) \cdot \left\{ \sum_i \left(W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(f_i) \right) \cdot z_{ci} - \right. \\ &\quad \left. - \sum_i \left(W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(f_i) \right) \cdot x_{ci} - F \left[\sum_i \left(W_i \cos^2(a_i) \right) \cdot x_{ci} + \sum_i \left(W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \cdot z_{ci} \right] \right\} \\ a_{32} &= \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot z_{ci} - \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(f_i)) \cdot x_{ci} - F \cdot \left[\sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot z_{ci} + \sum_i (f \cdot b \cdot x_{ci}) \right] \\ a_{33} &= \sum_i (c_i \cdot b) \cdot z_{ci} - \sum_i (c_i \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot x_{ci} \\ a_{34} &= \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(f_i)) \cdot z_{ci} - \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(f_i)) \cdot x_{ci} + F \cdot K_x \sum_i W_i \cdot y_{gi} - (1 - K_y) \sum_i W_i \cdot x_{gi} - Q_i \cdot y_{mi} - P_i \cdot x_{mi} \end{aligned}$$

• **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

Numero conci : *Numero di conci in cui è suddiviso il pendio*

Coefficiente sismico orizzontale : *Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica orizzontale*

Coefficiente sismico verticale : *Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica verticale*

Ascissa punto passaggio cerchio (m) : *Ascissa del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento*

Ordinata punto passaggio cerchio (m) : *Ordinata del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento*

Ascissa polo (m) : *Ascissa del primo punto centro del cerchio di scorrimento*

Ordinata polo (m) : *Ordinata del primo punto centro del cerchio di scorrimento*

Numero righe maglia : *Numero di punti lungo una linea verticale, centri di superfici di scorrimento*

Numero colonne maglia : *Numero di punti lungo una linea orizzontale, centri di superfici di scorrimento*

Passo direzione 'X' (m) : *Distanza in orizzontale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari*

Passo direzione 'Y' (m) : *Distanza in verticale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari*

- SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro	: <i>Numero dello strato</i>
Descrizione strato	: <i>Descrizione sintetica dello strato</i>
Coesione	: <i>Coesione</i>
Ang. attr.	: <i>Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame</i>
Densità	: <i>Peso specifico del terreno in situ</i>
D. Saturo	: <i>Peso specifico del terreno saturo</i>
Vert. N.ro	: <i>Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato</i>
Ascissa / Ordinata	: <i>Coordinate dei vertici dello strato</i>

DATI GENERALI STABILITA' PENDIO

DATI GENERALI DI VERIFICA	
Tipo di pendio	Artificiale
Tipo Sato Limite Calcolato	SLV
Vita Nominale (Anni)	100
Classe d' Uso	QUARTA
Longitudine Est (Grd)	13,421
Latitudine Nord (Grd)	37,955
Categoria Suolo	C
Coeff. Condiz. Topogr.	1,000
Probabilita' Pvr	0,195
Periodo di Ritorno Anni	922,000
Accelerazione Ag/g	0,206
Fattore Stratigrafia 'S'	1,397
Coeff. Sismico Kh	0,109
Coeff. Sismico Kv	0,054
Numero conci :	50
Numero elementi rigidi:	0
Tipo Superficie di rottura :	CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa pto passaggio cerchio (m):	90,000
Ordinata pto passaggio cerchio (m):	30,000
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m):	70,000
Ordinata Polo (m):	50,000
Numero righe maglia :	6,0
Numero colonne maglia :	6,0
Passo direzione 'X' (m) :	3,00
Passo direzione 'Y' (m) :	3,00
Rotazione maglia (Grd) :	30,0
Peso specifico dell' acqua (t/mc) :	1,000
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,25
Peso Specifico	1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,40
Coefficiente R2	1,20

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0,00	0,00
						2	0,00	10,00
						3	90,00	30,00
						4	95,00	32,00
						5	100,00	32,00
						6	120,00	50,00
						7	130,00	50,00
1		0,000	18,00	1,800	2,500	1	0,00	2,60
						2	90,00	26,30
						3	95,00	28,50
2		0,000	18,00	1,800	2,500	1	0,00	0,00
						2	3,00	0,00
						3	90,00	23,00
						4	95,00	24,00
						5	100,00	28,00
3		0,000	32,00	2,200	2,200			

Relazione Geotecnica - Paratia

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)

COORDINATE PROFILO FALDA

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)	Dz Piez. (m)		Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)	Dz Piez. (m)
1	0,00	0,00	0,00					

DATI FORZE DISTRIBUITE VERTICALI

Vert. N.ro	Asc. in. (m)	Int. iniz. (t/ml)	Asc. fin (m)	Int. fin. (t/ml)
1	95,00	2,000	130,00	2,000

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 12											
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = C	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
1	70,0	50,0	28,3			,734					
2	72,6	51,5	27,7			,7007					
3	75,2	53,0	27,4			,6743					
4	77,8	54,5	27,4			,6551					
5	80,4	56,0	27,7			,6409					
6	83,0	57,5	28,4			,3995					
7	68,5	52,6	31,2			,7254					
8	71,1	54,1	30,6			,6965					
9	73,7	55,6	30,3			,6733					
10	76,3	57,1	30,4			,656					
11	78,9	58,6	30,7			NON CONV.					
12	81,5	60,1	31,3			,3954					
13	67,0	55,2	34,1			,7186					
14	69,6	56,7	33,6			,6932					
15	72,2	58,2	33,3			,6725					
16	74,8	59,7	33,4			,6567					
17	77,4	61,2	33,6			,6459					
18	80,0	62,7	34,2			,4836					
19	65,5	57,8	37,1			,7131					
20	68,1	59,3	36,6			,6905					
21	70,7	60,8	36,3			,6718					
22	73,3	62,3	36,4			,6573					
23	75,9	63,8	36,6			,647					
24	78,5	65,3	37,1			,4069					
25	64,0	60,4	40,0			,7086					
26	66,6	61,9	39,6			,6882					
27	69,2	63,4	39,3			,6713					
28	71,8	64,9	39,4			,6579					
29	74,4	66,4	39,6			,648					
30	77,0	67,9	40,1			,6163					
31	62,5	63,0	42,9			,7049					
32	65,1	64,5	42,5			,6863					
33	67,7	66,0	42,3			,6708					
34	70,3	67,5	42,4			,6583					
35	72,9	69,0	42,6			,6489					
36	75,5	70,5	43,0			,6349					

RELAZIONE DI CALCOLO PENDIO IN PRESENZA DI PARATIA

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

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

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

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

Metodo dei conci

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

n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

$(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

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

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

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che

N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

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

Metodo di FELLENIUS (1927)

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

n valori delle forze normali N_i ;

n valori delle forze da taglio T_i ;

1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;

n equazioni relative al criterio di rottura;

1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\sum F_v = 0$, $\sum M_0 = 0$, Criterio di rottura.

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

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

Metodo di JANBU (1967)

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

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

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

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.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

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

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

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

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

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

in cui

F = il fattore di sicurezza;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di SARMA (1973)

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

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

$$N_j \cos \alpha_j + T_j \sin \alpha_j = W_j - \Delta X_j$$

$$T_j \cos \alpha_j - N_j \sin \alpha_j = K W_j + \Delta E_j$$

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

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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:

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

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

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

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

dove:

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

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:

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

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

$$\sum Q_i = 0$$

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

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

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

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

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

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

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

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

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

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

W: peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

Con

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

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

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

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

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

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

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

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

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

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

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_0 e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_0 = S \cdot (a_g/g) \quad K_v = 0.5 \cdot K_0$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

tipo A - $S=1$;
tipo B - $S=1.25$;
tipo C - $S=1.25$;
tipo E - $S=1.25$;
tipo D - $S=1.35$.

Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_0 in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. $K_0=0.1$; II Cat. $K_0=0.07$; III Cat. $K_0=0.04$

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

$$K_0 = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

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 K_V è definito in funzione di K_0 , e vale:

$$K_V = \pm 0.5 \cdot K_0$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	5.98 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	6.13 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	11.59 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	8.38 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Azione sismica

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido	0.091 m/sec ²
Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale	2.34
Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale	0.274 sec

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T2

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica	1.5
Coef. funzione categoria suolo	0.0
Amplificazione topografica	1.2
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	0.164 m/sec ²
Accelerazione massima (amax/g)	0.017
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito	0.2

Coefficiente azione sismica orizzontale Kh	0.003
Coefficiente azione sismica Verticale Kv	0.002

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0.0	0.0
2	2.68	0.6
3	6.23	0.7
4	10.3	1.81
5	15.21	2.98
6	16.76	3.6

Falda

Nr.	X m	y m
1	0.0	-0.71
2	2.59	-0.16
3	6.44	0.0
4	9.84	0.96
5	11.0	1.23
6	10.83	1.1
7	15.22	2.24
8	16.78	2.84

Vertici strato1

N	X m	y m
1	0.0	-0.74
2	2.68	-0.14
3	6.23	-0.04
4	10.3	1.07
5	15.21	2.24
6	16.76	2.86

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0.23	20	1887	2000	0.00		Argille sabbiose
2	0.05	28	1800	2000	0.00		Argille in posto

Relazione Geotecnica - Paratia

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm²)
1	14.56	2.84	11.56	2.125132	3

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	3.8
Ascissa centro superficie	9.91 m
Ordinata centro superficie	6.36 m
Raggio superficie	7.05 m

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

Analisi dei conci. Superficie...xc = 9.908 yc = 6.358 Rc = 7.052 Fs=3.805

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	0.51	-33.9	0.62	181.08	0.54	0.36	0.23	20.0	0.0	501.5	420.8
2	1.61	-24.2	1.76	3055.45	9.17	6.11	0.05	28.0	0.0	3687.7	747.2
3	1.06	-12.6	1.09	3631.37	10.89	7.26	0.05	28.0	0.0	3875.1	684.3
4	1.4	-2.5	1.4	6153.45	18.46	12.31	0.05	28.0	0.0	6205.6	1051.5
5	0.72	6.1	0.72	3512.48	10.54	7.02	0.05	28.0	0.0	3470.4	580.0
6	1.06	13.5	1.09	5317.7	15.95	10.64	0.05	28.0	0.0	5258.0	878.0
7	1.06	22.6	1.15	5200.8	15.6	10.4	0.05	28.0	0.0	5264.5	886.6
8	1.06	32.4	1.26	4609.6	13.83	9.22	0.05	28.0	0.0	4918.1	852.2
9	1.01	43.1	1.38	3286.77	9.86	6.57	0.05	28.0	0.0	3831.4	717.3
10	1.11	57.1	2.04	1615.06	4.85	3.23	0.05	28.0	0.0	2103.3	562.4

Verifica di stabilità A - A' con carichi e falda. Fs. min. 3,80. Nella verifica non si è tenuto conto dell'eteropia laterale in facies calcarenitica né delle opere di presidio che verranno realizzati a contenimento della condotta.

