5				
4				
3				
2				
1				
0	15/06/2026	PFTE - PRIMA EMISSIONE	F.G.	F.G.
Rev.	Data	Modifiche	Elaborato	Verificato

Committente:
Provincia dell'Aquila
Settore Viabilità

Via Saragat Loc. Campo di Pile, 67100 L'Aquila
Tel.0862/299667 – 0862/405504
Partita IVA 01886410669- Codice Fiscale 80002370668
PEC: urp@cert.provincia.laquila.it

VIA SASSA SEI

Ing. Fabio Giallonardo
via Sassa, 6, 67100 L'Aquila
Tel. +39 0862041118
Codice Fiscale: GLLFBA76C10E435Q
Partita IVA: 02318930696
email: ing.fabiogiallonardo@gmail.com

IL RUP
Arch. Wanda Ilinca Paolini

IL Progettista
Ing. Fabio Giallonardo
Ingegnere
FABIO GIALLONARDO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DE
L'AQUILA
25.06.2026 14:48:00
GMT+01:00

CANTIERE TORNINPARTE, S.P.1 AMITERNINA km 13+550
COMMITTENTE PROVINCIA DELL'AQUILA - SETTORE VIABILITÀ
PROGETTO D.M. 224/2020 - Annualità 2024 - INTERVENTO DI SISTEMAZIONE DEI PONTICELLI LUNGO LA SP N. 1 "AMITERNINA". Km 13+550
CUP: F87H20003950001
Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE)

OGGETTO PROGETTO STRUTTURALE:
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA INTERVENTO NUOVA PALIFICATA DI SOSTEGNO - TRATTO "C"

ELBABORATO
02-05

CODICE ELABORATO
STR - 05

SERIE / REVISIONE
STR/00

SCALA
--

DATA
L'Aquila, 15/06/2026

IL PRESENTE DISEGNO È PROPRIETÀ AZIENDALE, LA SOCIETÀ' TUTELERÀ' I PROPRI DIRITTI A TERMINI DI LEGGE.

SOMMARIO

1 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE 2

2 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA 4

3 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI 6

4 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO 7

4.1 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO 7

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA 7

4.3 CARICHI: 8

5 DESCRIZIONE DEI MATERIALI 9

5.1 CALCESTRUZZO 9

5.1.1 Trave di Fondazione 9

5.1.2 Pali di fondazione 9

5.2 ACCIAIO 9

5.2.1 Acciaio per armatura lenta strutture di fondazione 9

*5.2.2 Acciaio per carpenteria metallica ..... **Errore. Il segnalibro non è definito.***

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE 10

7 ANALISI ESEGUITE 13

7.1 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE 13

7.2 VERIFICA DELLE SEZIONI E CALCOLO ARMATURE 14

8 RISULTATI DELL'ANALISI 15

9 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO 17

10 RISULTATI VERIFICHE 18

1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche

La presente relazione contiene i calcoli di dimensionamento e verifica delle opere strutturali di contenimento del Progetto “Intervento di sistemazione dei ponticelli lungo la SP n. 1 “Amiternina", Km 13+550” da realizzarsi nel Comune di Tornimparte (AQ), nella zona identificata nel reticolo di pericolosità sismica, di cui all’allegato B del D.M. 17/01/2018, con Longitudine = 13.288705° e Latitudine = 42.285642°.



Figura 1 - Ubicazione del lotto e individuazione lineare dell’intervento

Per quanto consegue l’analisi geologica del sito in oggetto si fà fede a quanto descritto nella Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Roberto Seri.

Sul sito sono state eseguite varie prove, come da stralcio da relazione geologica:

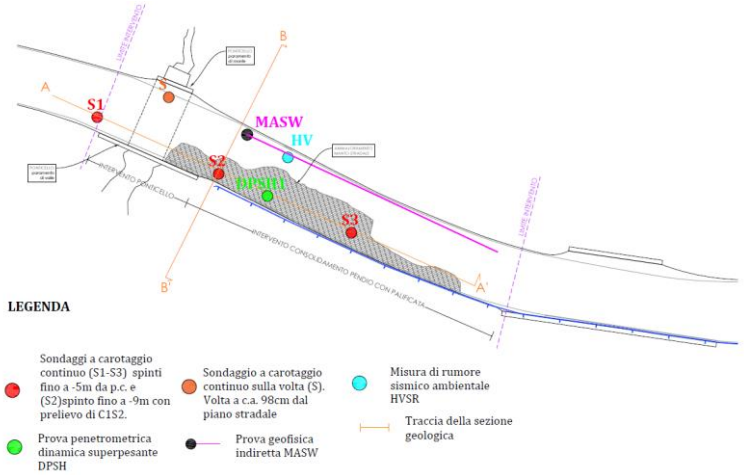


Figura 2 – Individuazione delle prove sul lotto in esame

Sono state realizzate le seguenti rpove:

- N°1 sondaggio a carotaggio continuo (S1) spinto fino a -5m da p.c.;
- N°1 sondaggio a carotaggio continuo (S2) spinto fino a -9.00m da p.c. con prelievo di n. 1 campione in S2;
- N°1 sondaggio a carotaggio continuo (S3) spinto fino a -5m da p.c.;
- N°1 sondaggio a carotaggio continuo (S volta ponte) eseguito al fine di verificare la profondità della volta dal piano stradale;
- N°1 prelievo di campione in S2;
- N°1 prova penetrometrica dinamica superpesante DPSH;
- N°1 prova geofisica indiretta di tipo MASW;

- N°1 misura di rumore sismico ambientale HVSR.

Per una migliore comprensione si rimanda a rispettiva Relazione Geologica allegata al progetto.

È stato, di conseguenza alle prove eseguite in situ, creato un modello litostratigrafico del sito in oggetto, qui di seguito riportato:

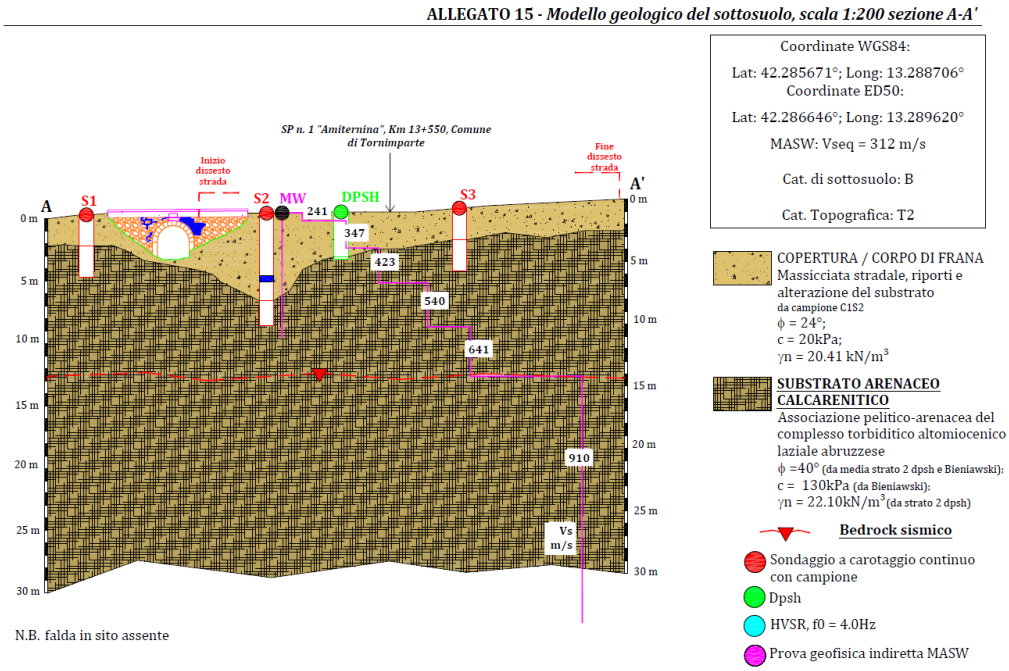


Figura 3 – Sezione A-A prove

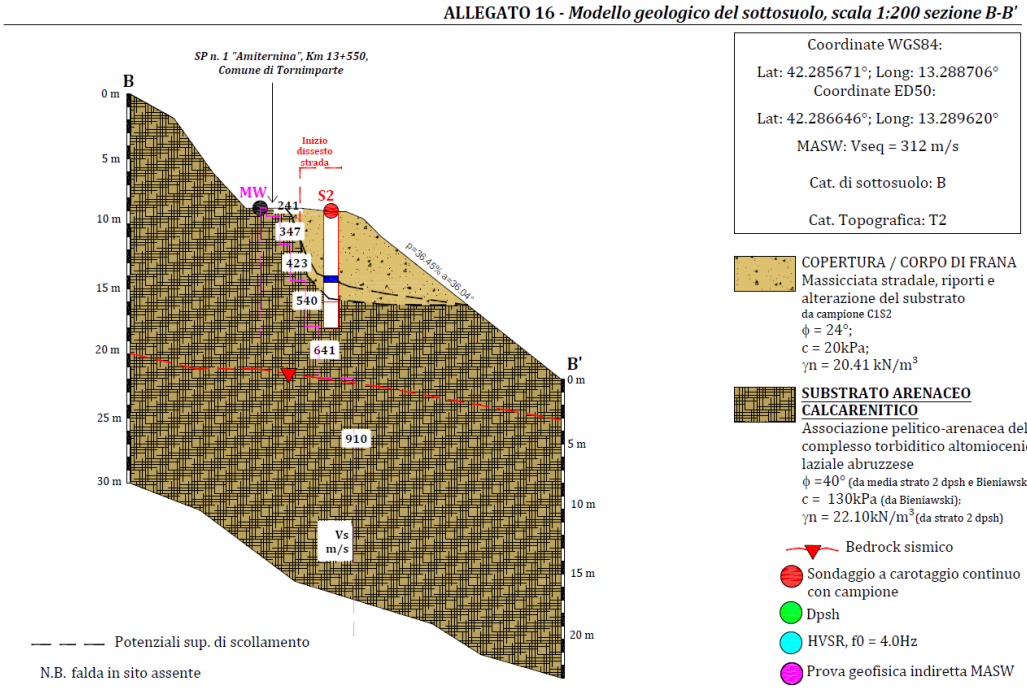


Figura 4 – Sezione A-A prove

2 Descrizione generale della struttura

La struttura in oggetto è costituita da una berlinese di sostegno del fronte stradale, come evidenziato nella figura riportata di seguito, con uno sviluppo longitudinale di circa 11 m. L'intervento è previsto nella porzione evidenziata in azzurro (figura seguente), denominato negli elaborati come "tratto C", interessata da un fenomeno di dissesto verso valle che coinvolge la sede stradale esistente.

A seguito della perimetrazione dell'area critica, individuata in un tratto di estensione pari a circa 11 m a partire dal tombino esistente, si è ritenuto opportuno prevedere la realizzazione dell'opera di sostegno sopra descritta.

La berlinese sarà costituita da pali trivellati di diametro pari a 60 cm, disposti con interasse netto di 40 cm. I pali avranno lunghezza pari a 7 m per la porzione del "tratto C" denominato "a", 10 metri per il "tratto C" denominata "b" e saranno armati con n. 16 barre longitudinali Ø16mm e staffe Ø10 mm con passo 10 cm.

In sommità ai pali sarà realizzata una trave di coronamento e collegamento della berlinese, di sezione 80×80 cm, avente funzione di ripartizione dei carichi e irrigidimento dell'insieme strutturale.

Su tale trave verrà successivamente installato il sistema di ritenuta stradale (guardrail).

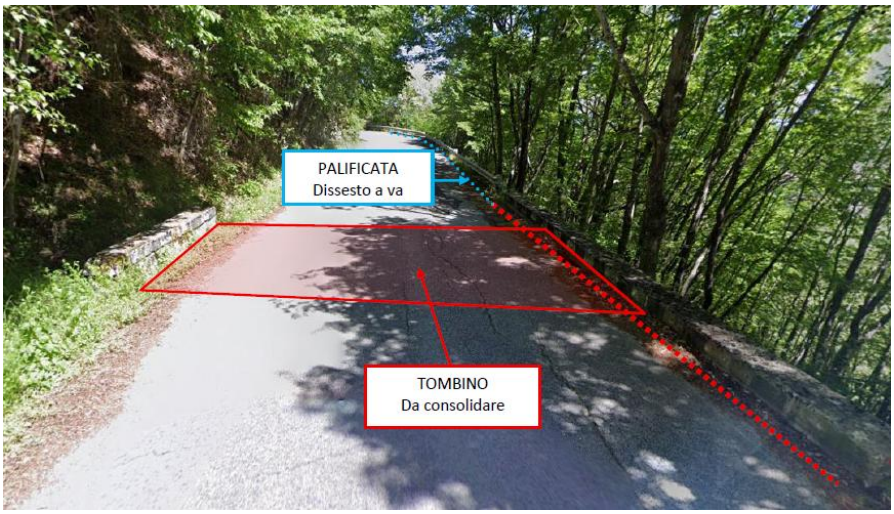


Figura 5 – Individuazione degli interventi da realizzare

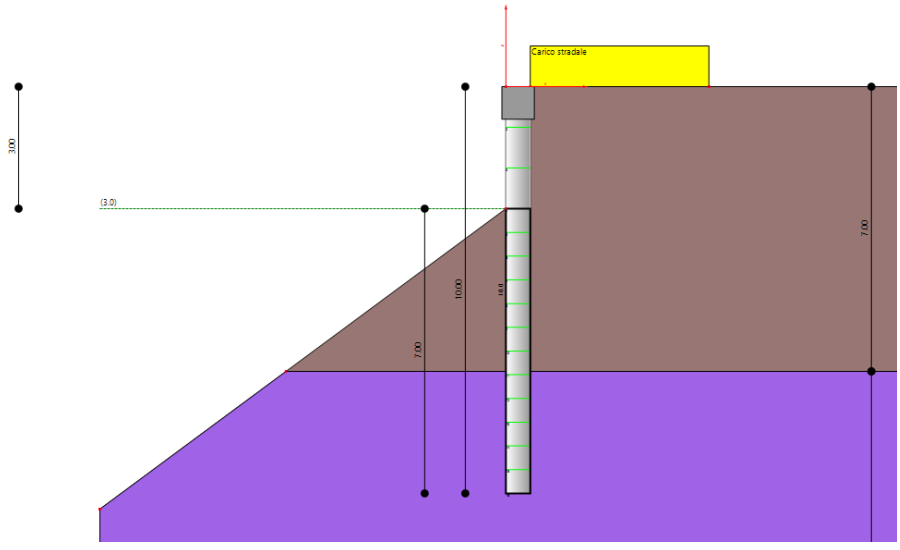


Figura 6 - Vista del modello tratto C-a

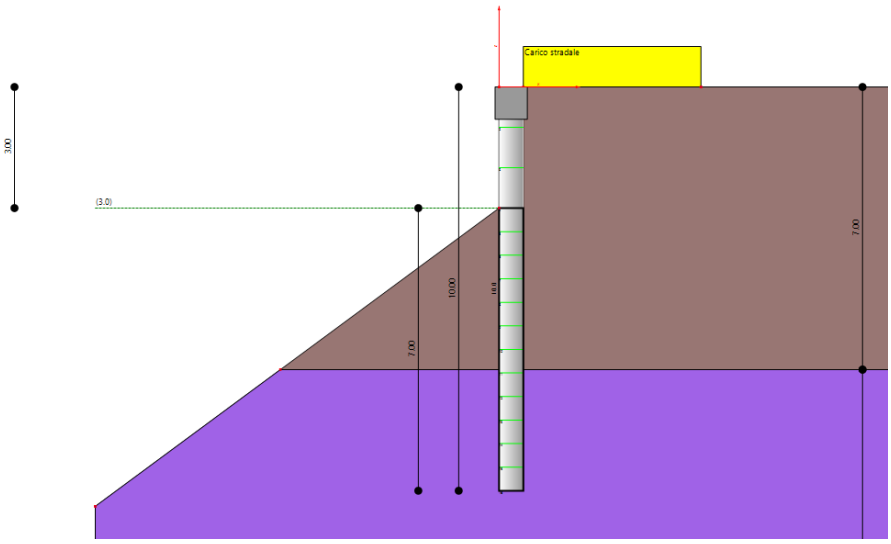


Figura 7 - Vista del modello tratto C-b

3 Normativa tecnica e riferimenti tecnici

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1;
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1;

4 Definizione dei parametri di progetto

Vengono di seguito specificati i parametri di progetto utilizzati per la costruzione in oggetto:

4.1 LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	Tornimparte
Provincia	L'Aquila
Regione	Abruzzo
Latitudine	42.285642 N
Longitudine	13.288705 E
Altitudine s.l.m.	958,0 m

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Localizzazione della struttura	
Località	Tornimparte
Comune	Tornimparte
Provincia	L'Aquila
Regione	Abruzzo

Tabella 1 – Localizzazione della struttura

Come specificato da Relazione Geologica la categoria topografica del sito è T1, mentre il sottosuolo è di categoria B.

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	50.0	1.0	50.0

Tabella 2 – Parametri della struttura

Parametri sismici su sito di riferimento

SL	TR [Anni]	ag [m/s2]	F0 [-]	TC* [sec.]
SLO	30	0.755	2.401	0.271
SLD	50	1.000	2.333	0.280
SLV	475	2.520	2.360	0.342
SLC	975	3.226	2.400	0.361

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Tabella 3 – Parametri sismici su sito di riferimento

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Paratie (NTC 2018)

Altezza paratia (complessiva): 0.00 [m]

Us [Spost. ammissibile]: 0.00 [m]

Coefficiente deformabilità Alfa=0

SL	amax [m/s2]	Beta	khk [-]	kvk [-]	Khi [-]
SLO	1.0872	1.0	0.1109	0.0554	0.0
SLD	1.44	1.0	0.1468	0.0734	0.0
SLV	3.5	1.0	0.3569	0.1785	0.0
SLC	4.1971	1.0	0.428	0.214	0.0

Tabella 4 – Coefficenti sismici orizzontali e verticali

4.3 CARICHi:

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico stradale	Uniformi	0.6	5	0	0	0	-10

5 Descrizione dei materiali

I materiali utilizzati per la costruzione sono:

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 Trave di Fondazione

Classe di resistenza: C25/30
Classe di esposizione: XC2
Dimensione massima nominale dell'aggregato: 25 mm
Rapporto a/c massimo: 0.50
Classe di consistenza (abbassamento del cono): S4
Copriferro minimo: 50 mm

5.1.2 Pali di fondazione

Classe di resistenza: C25/30
Copriferro minimo: 50 mm

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per armatura lenta strutture di fondazione

Si prevede l'impiego di acciaio B450C saldabile controllato in stabilimento avente le seguenti caratteristiche:
tensione caratteristica a rottura f_{tk} ≥540 N/mm^2
tensione caratteristica di snervamento f_{yk} ≥450 N/mm^2
modulo elastico Es = 206000 N/mm^2

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal produttore secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" approvate con D.M. 17 gennaio 2018. E' onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione.

6 Criteri di progettazione e di modellazione

La struttura in oggetto è costituita da una berlinese di sostegno del fronte stradale, come evidenziato nella figura riportata di seguito, con uno sviluppo longitudinale di circa 11 m. L'intervento è previsto nella porzione evidenziata in azzurro (figura seguente), denominato negli elaborati come "tratto C", interessata da un fenomeno di dissesto verso valle che coinvolge la sede stradale esistente.

A seguito della perimetrazione dell'area critica, individuata in un tratto di estensione pari a circa 11 m a partire dal tombino esistente, si è ritenuto opportuno prevedere la realizzazione dell'opera di sostegno sopra descritta. La berlinese sarà costituita da pali trivellati di diametro pari a 60 cm, disposti con interasse netto di 40 cm. I pali avranno lunghezza pari a 7 m per la porzione del "tratto C" denominato "a", 10 metri per il "tratto C" denominata "b" e saranno armati con n. 16 barre longitudinali Ø16mm e staffe Ø10 mm con passo 10 cm.

In sommità ai pali sarà realizzata una trave di coronamento e collegamento della berlinese, di sezione 80×80 cm, avente funzione di ripartizione dei carichi e irrigidimento dell'insieme strutturale.

Su tale trave verrà successivamente installato il sistema di ritenuta stradale (guardrail).

La struttura essendo una fondazione subisce gli scarichi sismici delle sovrastanti strutture, pertanto essa non ha fattore di comportamento.

Sono stati analizzati gli stati limite ultimo (**SLV)** .

Vengono di seguito mostrate delle viste del modello strutturale:

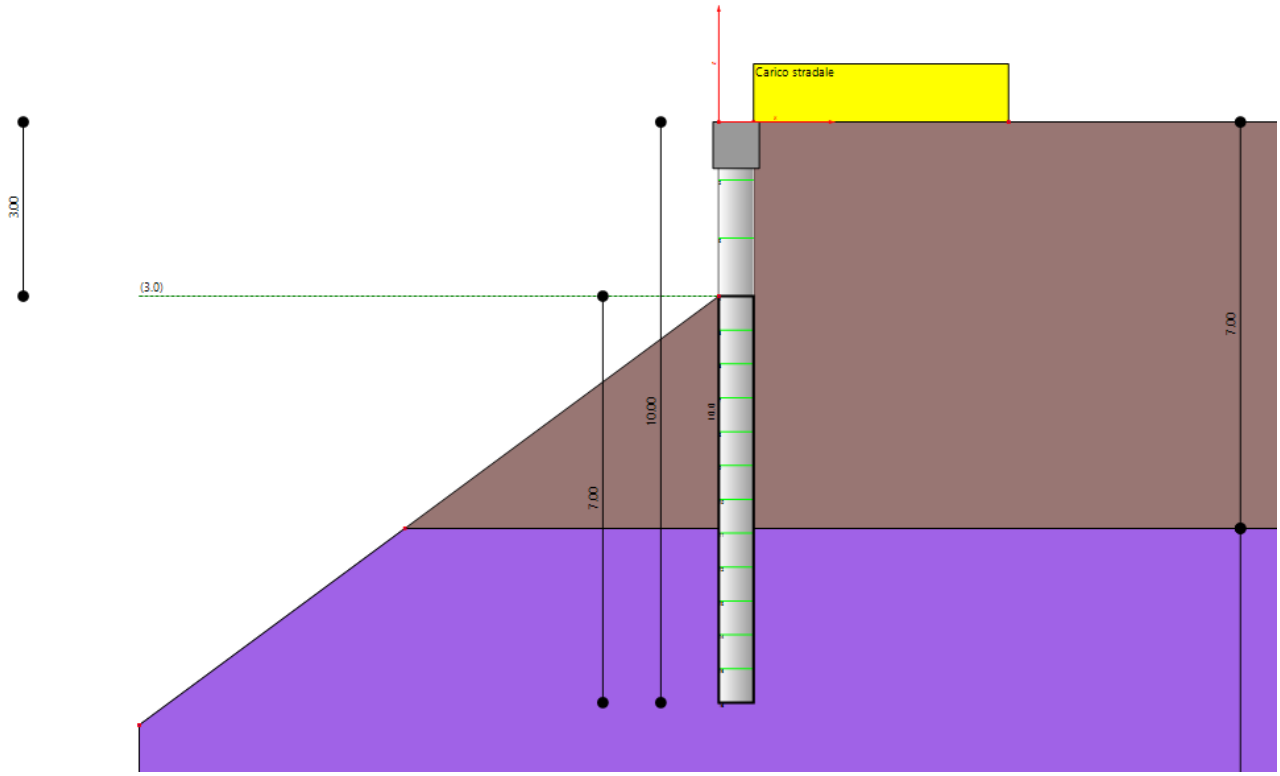


Figura 8 - Vista del modello tratto C-a

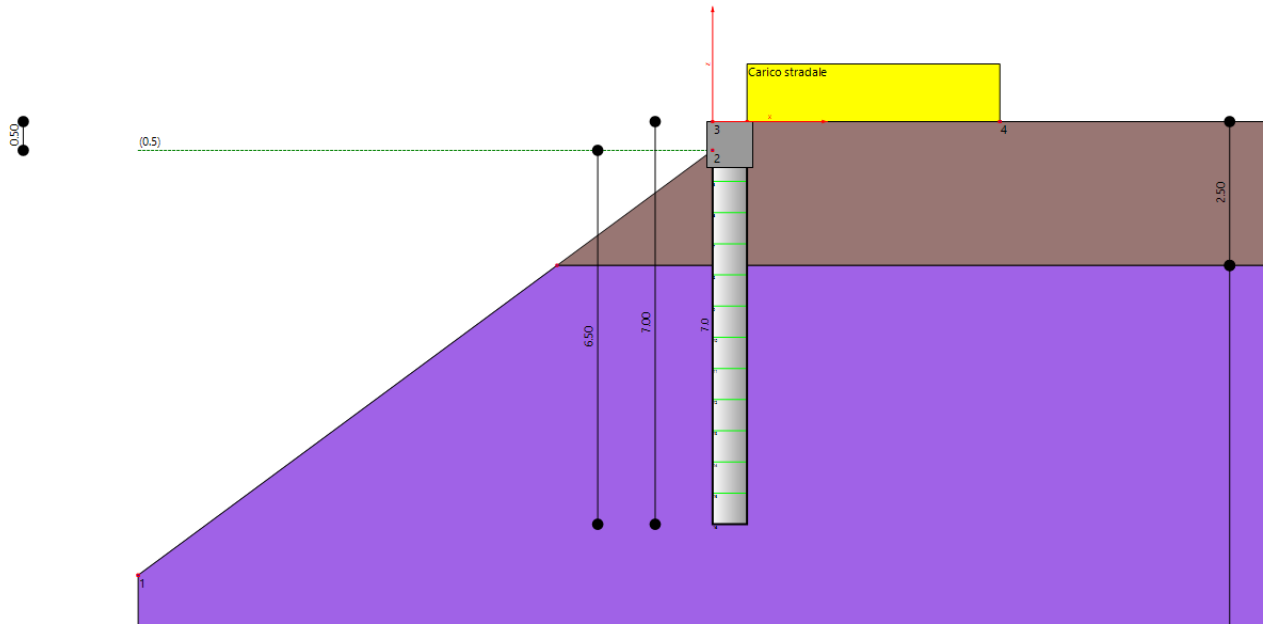


Figura 9 - Vista del modello tratto C-b

Le combinazioni utilizzate per il tratto C- a

Carico limite verticale

Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	161.285	
Fattore Nq	136.331	
Carico limite punta	7795.363	kN
Carico limite laterale	1268.225	kN
Carico limite totale	9063.588	kN
Forza verticale agente	150.966	kN
Fattore sicurezza	60.037	

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	161.285	
Fattore Nq	136.331	
Carico limite punta	7795.363	kN
Carico limite laterale	1268.225	kN
Carico limite totale	9063.588	kN
Forza verticale agente	163.966	kN
Fattore sicurezza	55.277	

Le combinazioni utilizzate per il tratto C- b

Carico limite verticale

Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	167.059	
Fattore Nq	141.176	
Carico limite punta	6734.955	kN
Carico limite laterale	1111.244	kN
Carico limite totale	7846.199	kN
Forza verticale agente	69.459	kN
Fattore sicurezza	112.961	

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	167.059	
Fattore Nq	141.176	
Carico limite punta	6734.955	kN
Carico limite laterale	1111.244	kN
Carico limite totale	7846.199	kN
Forza verticale agente	71.459	kN
Fattore sicurezza	109.800	

7 Analisi eseguite

7.1 Analisi di stabilità globale

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidezza del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

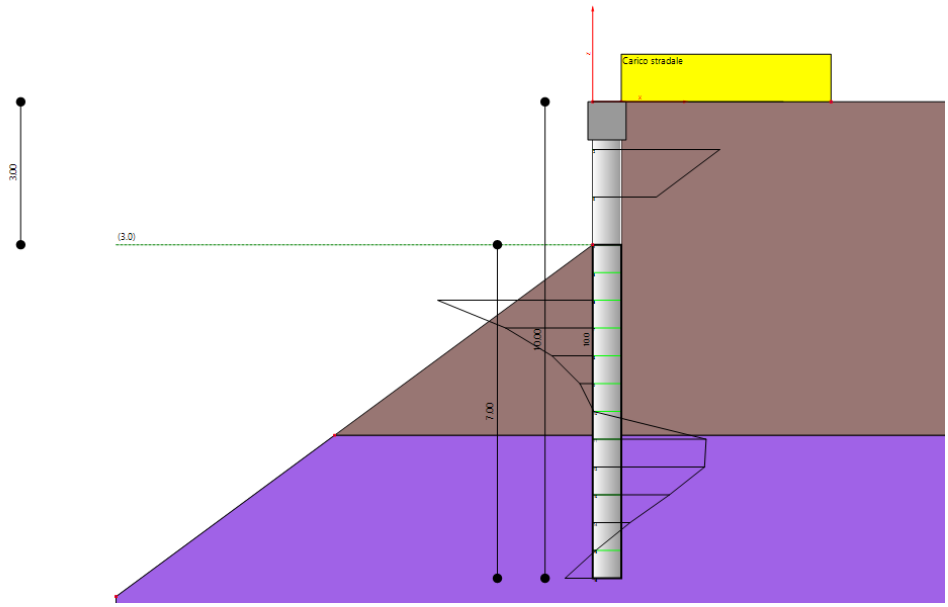


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia tratto C-a

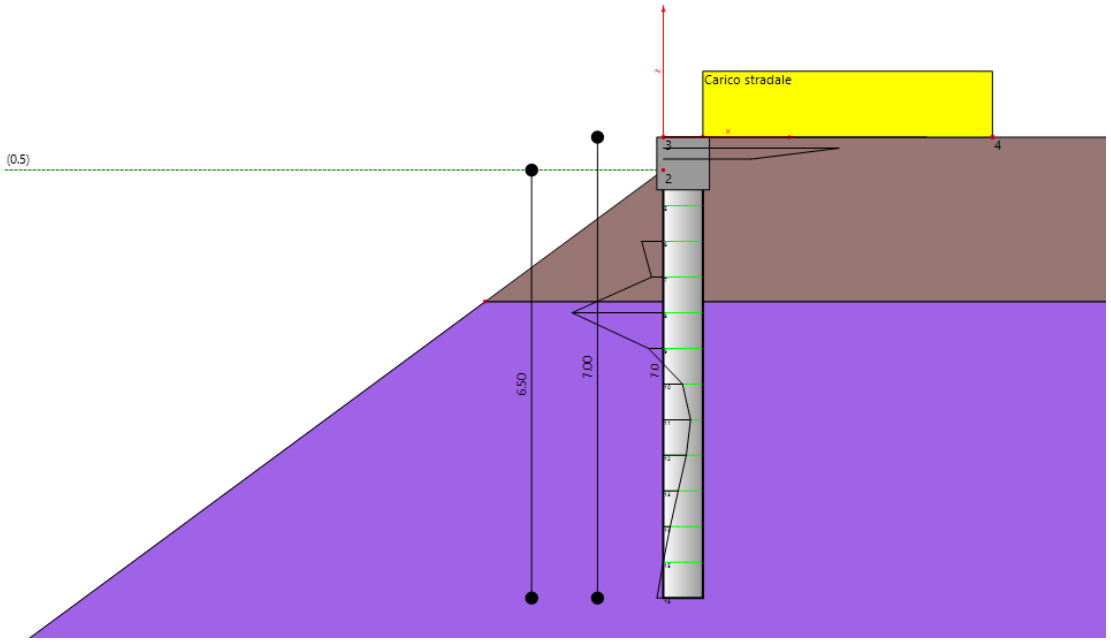


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia tratto C-b

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo dI Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno ks, oltre che la spinta attiva e passive del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

7.2 Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

8 Risultati dell'analisi

A livello di sintesi vengono riportati alcuni dei risultati delle azioni sollecitanti sulla struttura tratto C-a. :

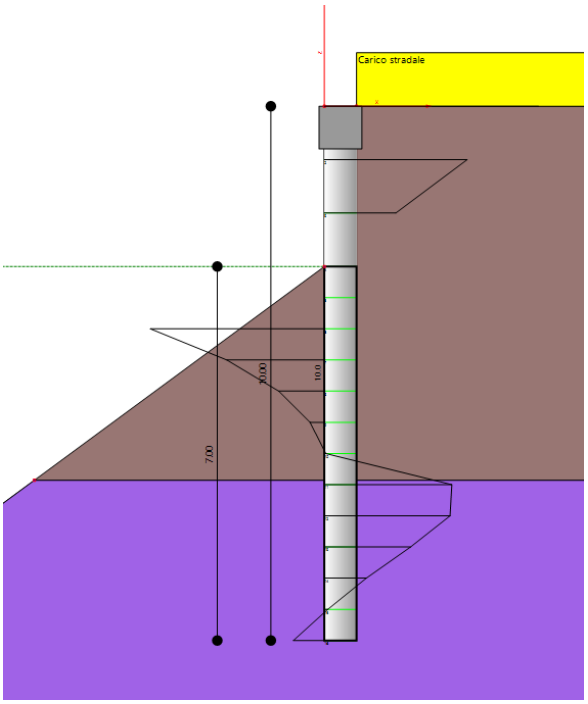


Figura 10 – Pressioni terreno

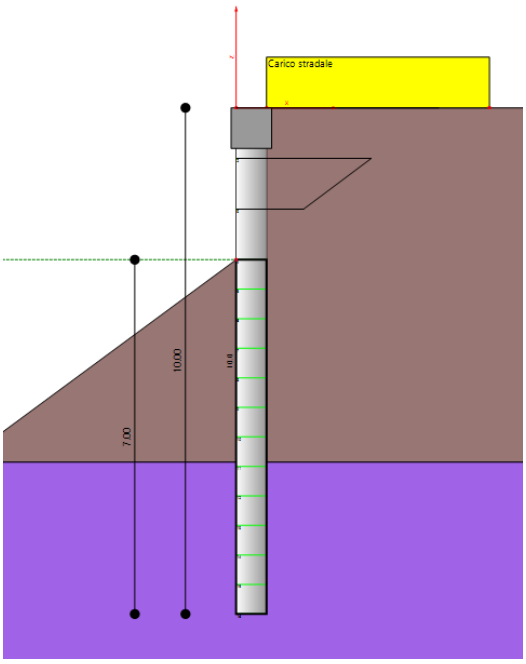


Figura 11 – Pressioni sismiche

A livello di sintesi vengono riportati alcuni dei risultati delle azioni sollecitanti sulla struttura tratto C-b. :

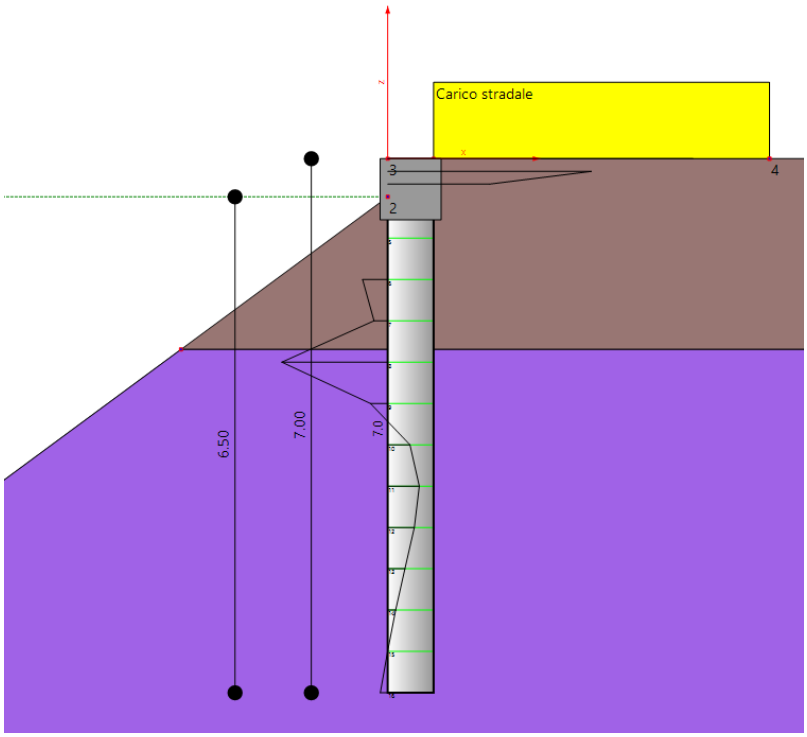


Figura 12 – Pressioni terreno

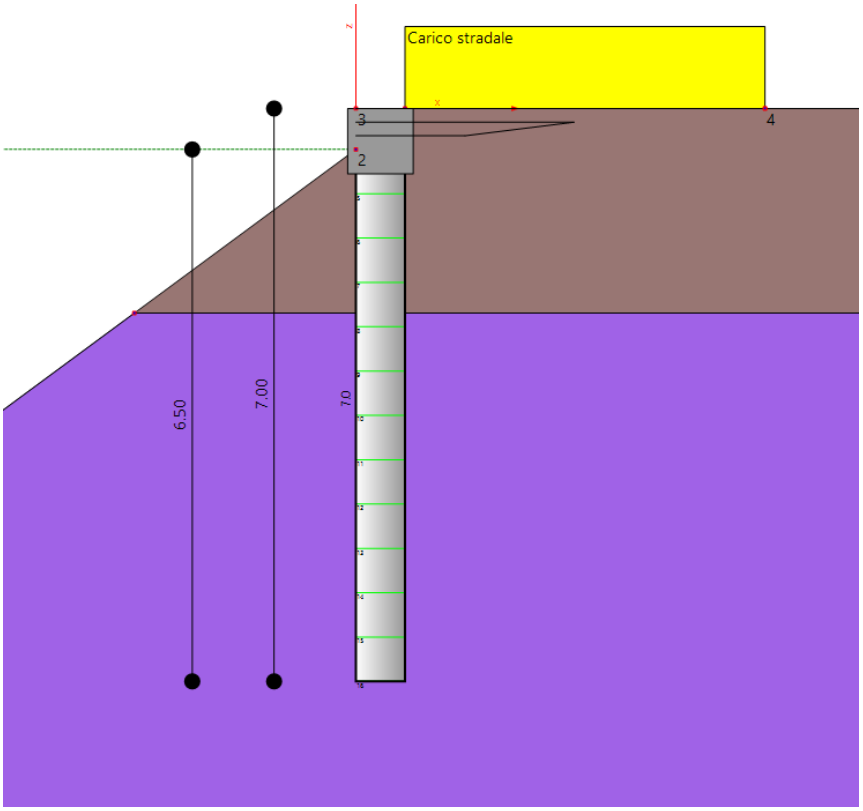


Figura 13 – Pressioni sismiche

9 Affidabilità dei codici di calcolo

L'analisi globale della struttura è stata svolta con l'uso del programma GEOSTRU- . Software SPW per l'analisi di stabilià globale e sezioni armate, mentre Slope per la verifica della stabilità dei pendii.

I risultati dell'analisi, riportati nei paragrafi successivi, dimostrano che la paratia risulta adeguata rispetto alle NTC 2018.

In merito all'affidabilità del codice di calcolo si rimanda agli specifici tabulati di calcolo e al link inerente della software house produttrice: https://www.geostru.eu/servizi/ .

10 **Risultati verifiche**

Vengono riportati in maniera sintetica i risultati delle verifiche effettuate con l'ausilio del sw di calcolo del tratto C-a. Per ulteriori delucidazioni si rimanda al relativo tabulato di calcolo.

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
1.00	CIR 0.6/I=1	32.62	-21.16	-52.890	16Ø16	32.62	-198.89	9.40	Verificata
2.00	CIR 0.6/I=1	49.55	-74.05	-55.992	16Ø16	49.56	-201.68	2.72	Verificata
3.00	CIR 0.6/I=1	66.49	-130.04	-32.064	16Ø16	66.49	-204.47	1.57	Verificata
3.58	CIR 0.6/I=1	76.53	-148.74	3.989	16Ø16	76.53	-206.12	1.39	Verificata
4.17	CIR 0.6/I=1	85.57	-146.42	26.553	16Ø16	85.58	-207.59	1.42	Verificata
4.75	CIR 0.6/I=1	95.62	-130.93	39.193	16Ø16	95.62	-209.23	1.60	Verificata
5.33	CIR 0.6/I=1	105.66	-108.07	45.115	16Ø16	105.66	-210.86	1.95	Verificata
5.92	CIR 0.6/I=1	115.70	-81.75	46.978	16Ø16	115.70	-212.49	2.60	Verificata
6.50	CIR 0.6/I=1	125.75	-54.34	46.534	16Ø16	125.75	-214.11	3.94	Verificata
7.08	CIR 0.6/I=1	134.79	-27.20	31.317	16Ø16	134.80	-215.56	7.92	Verificata
7.67	CIR 0.6/I=1	138.84	-8.93	15.024	16Ø16	138.84	-216.21	24.21	Verificata
8.25	CIR 0.6/I=1	142.88	-0.17	3.868	16Ø16	142.88	-216.86	1290.12	Verificata
8.83	CIR 0.6/I=1	146.92	2.09	-1.568	16Ø16	146.92	217.51	104.17	Verificata
9.42	CIR 0.6/I=1	150.97	1.17	-2.011	16Ø16	150.96	218.15	185.94	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
1.00	1.06E-03	-1.96E-03	-10.73	12.7Ø10	Calcestruzzo =535.65 Staffe=491.78	0.11	Verificata	21.80
2.00	1.07E-03	-1.96E-03	-10.52	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.76 Staffe=490.84	0.11	Verificata	21.80
3.00	1.09E-03	-1.96E-03	-10.32	12.7Ø10	Calcestruzzo =537.87 Staffe=489.90	0.07	Verificata	21.80
3.58	1.10E-03	-1.96E-03	-10.20	12.7Ø10	Calcestruzzo =538.54 Staffe=489.35	0.01	Verificata	21.80
4.17	1.11E-03	-1.96E-03	-10.09	12.7Ø10	Calcestruzzo =539.14 Staffe=488.86	0.05	Verificata	21.80
4.75	1.12E-03	-1.96E-03	-9.98	12.7Ø10	Calcestruzzo =539.82 Staffe=488.33	0.08	Verificata	21.80
5.33	1.13E-03	-1.96E-03	-9.86	12.7Ø10	Calcestruzzo =540.49 Staffe=487.79	0.09	Verificata	21.80
5.92	1.14E-03	-1.96E-03	-9.75	12.7Ø10	Calcestruzzo =541.16 Staffe=487.26	0.10	Verificata	21.80

6.50	1.15E-03	-1.96E-03	-9.63	12.7Ø10	Calcestruzzo =541.84 Staffe=486.74	0.10	Verificata	21.80
7.08	1.16E-03	-1.96E-03	-9.53	12.7Ø10	Calcestruzzo =542.46 Staffe=486.27	0.06	Verificata	21.80
7.67	1.16E-03	-1.96E-03	-9.49	12.7Ø10	Calcestruzzo =542.73 Staffe=486.06	0.03	Verificata	21.80
8.25	1.17E-03	-1.96E-03	-9.44	12.7Ø10	Calcestruzzo =543.01 Staffe=485.86	0.01	Verificata	21.80
8.83	1.17E-03	-1.96E-03	9.40	12.7Ø10	Calcestruzzo =543.28 Staffe=485.65	0.00	Verificata	21.80
9.42	1.18E-03	-1.96E-03	9.35	12.7Ø10	Calcestruzzo =550.51 Staffe=481.41	0.00	Verificata	21.80

Tabella 5 – Risultati verifiche analisi strutturale

Si riporta il confronto tra sollecitazioni e resistenze della trave di collegamento:

Sollecitazioni		
Momento massimo	3.17	kNm
Momento minimo	-3.42	kNm
Taglio massimo	13.17	kN
Taglio minimo	-13.17	kN
Spostamento massimo	0.00E+00	cm
Spostamento minimo	-3.12E-08	cm
VERIFICA SEZIONE		
Momento ultimo (Mu)	283.02	kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0.25	kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo (Vrcdd)	1292.85	kN
Resistenza a taglio delle staffe (Vwd)	782.44	kN
Le sollecitazioni risultano inferiori alle resistenze.		

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]		
Fs minimo individuato	2.24	
Ascissa centro superficie	46.67	m

Ordinata centro superficie	52.0	m
Raggio superficie	13.4	m

Figura 14 – Risultati analisi pendio

Vengono riportati in maniera sintetica i risultati delle verifiche effettuate con l'ausilio del sw di calcolo del tratto C-b. Per ulteriori delucidazioni si rimanda al relativo tabulato di calcolo.

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0.17	CIR 0.6/I=1	17.85	-0.10	-1.468	16Ø16	17.84	-196.42	2001.38	Verificata
0.33	CIR 0.6/I=1	19.00	-0.34	-1.888	16Ø16	19.00	-196.62	573.20	Verificata
0.50	CIR 0.6/I=1	21.16	-0.66	-1.572	16Ø16	21.16	-196.98	299.40	Verificata
1.04	CIR 0.6/I=1	26.91	-1.51	-1.018	16Ø16	26.92	-197.94	131.13	Verificata
1.58	CIR 0.6/I=1	32.67	-2.06	-0.665	16Ø16	32.67	-198.89	96.51	Verificata
2.13	CIR 0.6/I=1	38.42	-2.42	-0.185	16Ø16	38.41	-199.84	82.55	Verificata
2.67	CIR 0.6/I=1	43.18	-2.52	1.187	16Ø16	43.17	-200.63	79.57	Verificata
3.21	CIR 0.6/I=1	46.93	-1.88	1.429	16Ø16	46.93	-201.25	107.15	Verificata
3.75	CIR 0.6/I=1	50.69	-1.10	1.117	16Ø16	50.69	-201.87	182.85	Verificata
4.29	CIR 0.6/I=1	54.44	-0.50	0.673	16Ø16	54.45	-202.49	405.78	Verificata
4.83	CIR 0.6/I=1	58.19	-0.13	0.298	16Ø16	58.20	-203.11	1508.76	Verificata
5.38	CIR 0.6/I=1	61.95	0.03	0.057	16Ø16	61.94	203.72	7550.70	Verificata
5.92	CIR 0.6/I=1	65.70	0.06	-0.054	16Ø16	65.71	204.34	3543.59	Verificata
6.46	CIR 0.6/I=1	69.46	0.03	-0.052	16Ø16	69.46	204.96	7248.94	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
0.17	1.04E-03	-1.96E-03	-10.91	12.7Ø10	Calcestruzzo =534.69 Staffe=492.63	0.00	Verificata	21.80
0.33	1.04E-03	-1.96E-03	-10.90	12.7Ø10	Calcestruzzo =534.77 Staffe=492.56	0.00	Verificata	21.80

0.50	1.04E-03	-1.96E-03	-10.87	12.7Ø10	Calcestruzzo =534.91 Staffe=492.44	0.00	Verificata	21.80
1.04	1.05E-03	-1.96E-03	-10.80	12.7Ø10	Calcestruzzo =535.28 Staffe=492.11	0.00	Verificata	21.80
1.58	1.06E-03	-1.96E-03	-10.73	12.7Ø10	Calcestruzzo =535.65 Staffe=491.78	0.00	Verificata	21.80
2.13	1.06E-03	-1.96E-03	-10.66	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.03 Staffe=491.46	0.00	Verificata	21.80
2.67	1.07E-03	-1.96E-03	-10.60	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.34 Staffe=491.19	0.00	Verificata	21.80
3.21	1.07E-03	-1.96E-03	-10.55	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.59 Staffe=490.98	0.00	Verificata	21.80
3.75	1.07E-03	-1.96E-03	-10.51	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.84 Staffe=490.77	0.00	Verificata	21.80
4.29	1.08E-03	-1.96E-03	-10.46	12.7Ø10	Calcestruzzo =537.08 Staffe=490.57	0.00	Verificata	21.80
4.83	1.08E-03	-1.96E-03	-10.42	12.7Ø10	Calcestruzzo =537.33 Staffe=490.36	0.00	Verificata	21.80
5.38	1.09E-03	-1.96E-03	10.37	12.7Ø10	Calcestruzzo =537.58 Staffe=490.15	0.00	Verificata	21.80
5.92	1.09E-03	-1.96E-03	10.33	12.7Ø10	Calcestruzzo =537.82 Staffe=489.94	0.00	Verificata	21.80
6.46	1.09E-03	-1.96E-03	10.28	12.7Ø10	Calcestruzzo =538.07 Staffe=489.73	0.00	Verificata	21.80

Tabella 6 – Risultati verifiche analisi strutturale

Si riporta il confronto tra sollecitazioni e resistenze della trave di collegamento:

Sollecitazioni	
Momento massimo	3.17 kNm
Momento minimo	-3.42 kNm
Taglio massimo	13.17 kN
Taglio minimo	-13.17 kN

Spostamento massimo	0.00E+00	cm
Spostamento minimo	-3.12E-08	cm
VERIFICA SEZIONE		
Momento ultimo (Mu)	283.02	kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0.25	kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo (Vrcdd)	1292.85	kN
Resistenza a taglio delle staffe (Vwd)	782.44	kN
Le sollecitazioni risultano inferiori alle resistenze.		

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]	
Fs minimo individuato	2.95
Ascissa centro superficie	46.67 m
Ordinata centro superficie	54.67 m
Raggio superficie	13.94 m

Figura 15 – Risultati analisi pendio

Di seguito si allega tabulato di calcolo dell'opera:

11 *TABULATO DI CALCOLO – BERLINESE TRATTO A*

11.1.1.1 Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia, è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidezza del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

11.1.1.2 Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

- Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
- Paratie di legno;
- Paratie in acciaio.

11.1.1.3 Analisi della paratia.

11.1.1.4 Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidezza del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

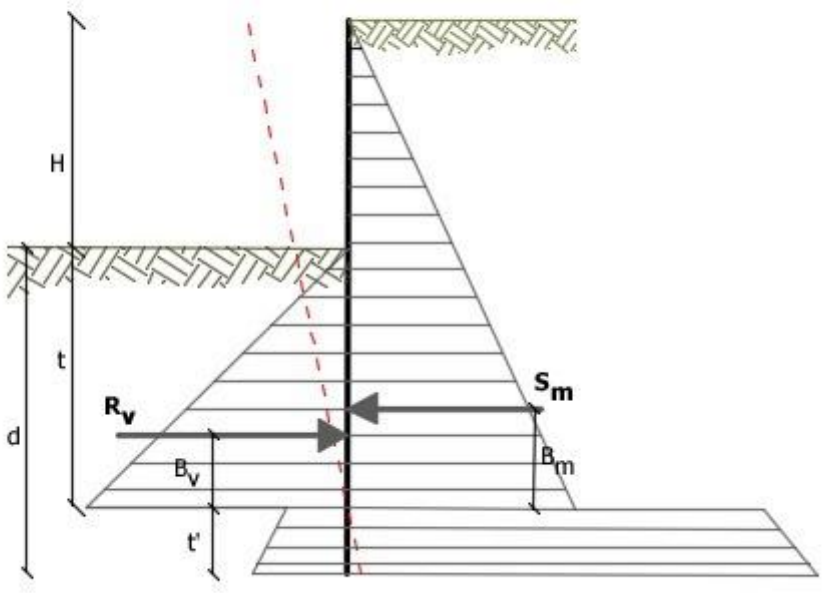


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo dI Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno ks, oltre che la spinta attiva e passive del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

11.1.1.5 Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

11.1.1.6 Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad 1/3 di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con ka il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\begin{cases} k_a = \dfrac{\sin^2(\phi+\beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\varepsilon)}{\sin(\beta-\delta)\cdot\sin(\beta+\varepsilon)}}\right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta-\phi-\varepsilon) \text{ secondo Muller} - \text{Breslau} \end{cases}$$

g_t = Peso unità di volume del terreno;

b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

d = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left(\left[1 - 0.9\cdot\lambda^2 - 0.1\cdot\lambda\right]\cdot\left[1 - 0.3\cdot\lambda^3\right]\right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4\cdot\varphi - 2\cdot\pi\cdot(\Delta+\beta-\Gamma)}$$

$$\Delta = 2\cdot\tan^{-1}\left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1+\operatorname{cosec}(\varphi)}\right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1}\left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)}\right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- b è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- φ è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l' angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

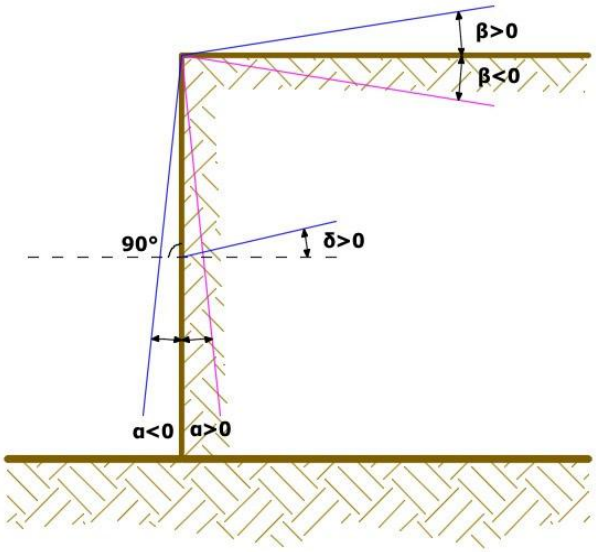


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

11.1.1.7 Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta+\varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta+\varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad H/2 (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

ka= Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

11.1.1.8 Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

11.1.1.9 Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x1 ed ascissa finale x2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$Dq=q_1-q_2$;

$A=\text{sen}(2q_1)-\text{sen}(2q_2)$

$B=\cos(2q_1)-\cos(2q_2)$

$q_1=\text{arctg}(z/x_1)$

$q_2=\text{arctg}(z/x_2)$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

11.1.1.10 Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T= Intensità del carico [F/L²]

$D= 4\cdot\log[\text{sen}q_1/\text{sen}q_2]$

$E= \text{sen}^2q_1-\text{sen}^2q_2$

11.1.1.11 Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z, possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x,z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x,z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V= Intensità del carico espessa in [F/L];

X= Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di e viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

11.1.1.12 Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante Hw dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con g_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12}\gamma_w \cdot {H_w}^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda Hw *[Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica , R. Lancellotta]*

11.1.1.13 Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolate l'altezza critica Zc come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \cdot \sqrt{ka}} - \left\{ \frac{\left[Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

g_t = Peso unità di volume del terreno

b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C= Coesione del materiale

k_a= Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Zc, calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

11.1.1.14 Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma \cdot (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H= altezza di scavo

k_v= coefficiente sismico verticale

g= peso per unità di volume del terreno

K= coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws}= spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd}= spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo b della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$tg\vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

11.1.1.15 Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, gt il peso dell'unità di volume di terreno e con kp il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$\begin{cases} k_p = \dfrac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}}\right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \varepsilon \text{ secondo Muller} - \text{Breslau} \end{cases}$$

con valori limite pari a:d< b-f-e (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p *for* δ = -φ											
α [°]	*φ* [°]	K_p when *β*°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38.90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							.
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		

	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	i88,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 l	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

11.1.1.16 Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito Sq vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a H/2 (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

11.1.1.17 Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$Pc = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

11.1.1.18 Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

11.1.1.19 Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m= componente orizzontale della spinta attiva;

B_m= braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v= componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v= braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \text{ dove } a = 0.2 \text{ (Metodo di Blum)}$$

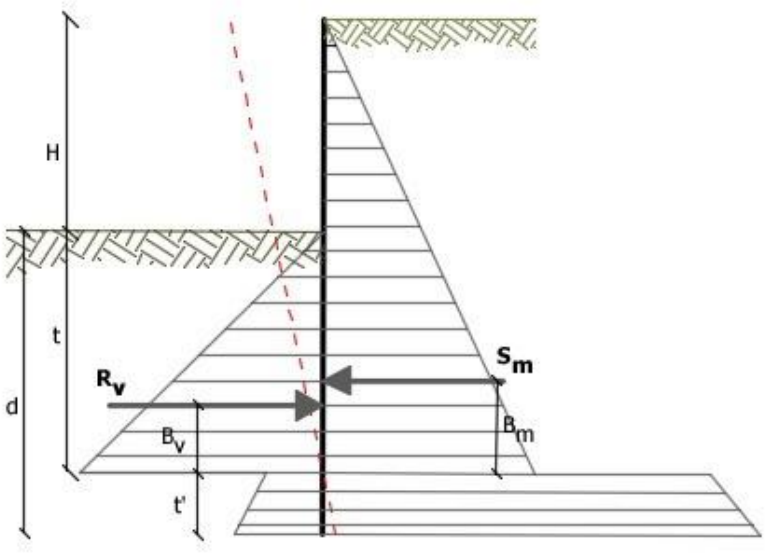


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

11.1.1.20 Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F. E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effetua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

11.1.1.21 Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H= altezza terreno da sostenere;

t= profondità di infissione calcolata;

B_m= braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m= ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v.

Noto t, si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

11.1.1.22 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

11.1.1.23 Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione (t+t'), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in (t+t') che può essere risolta in modo agevole.

11.1.1.24 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

11.1.1.25 Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

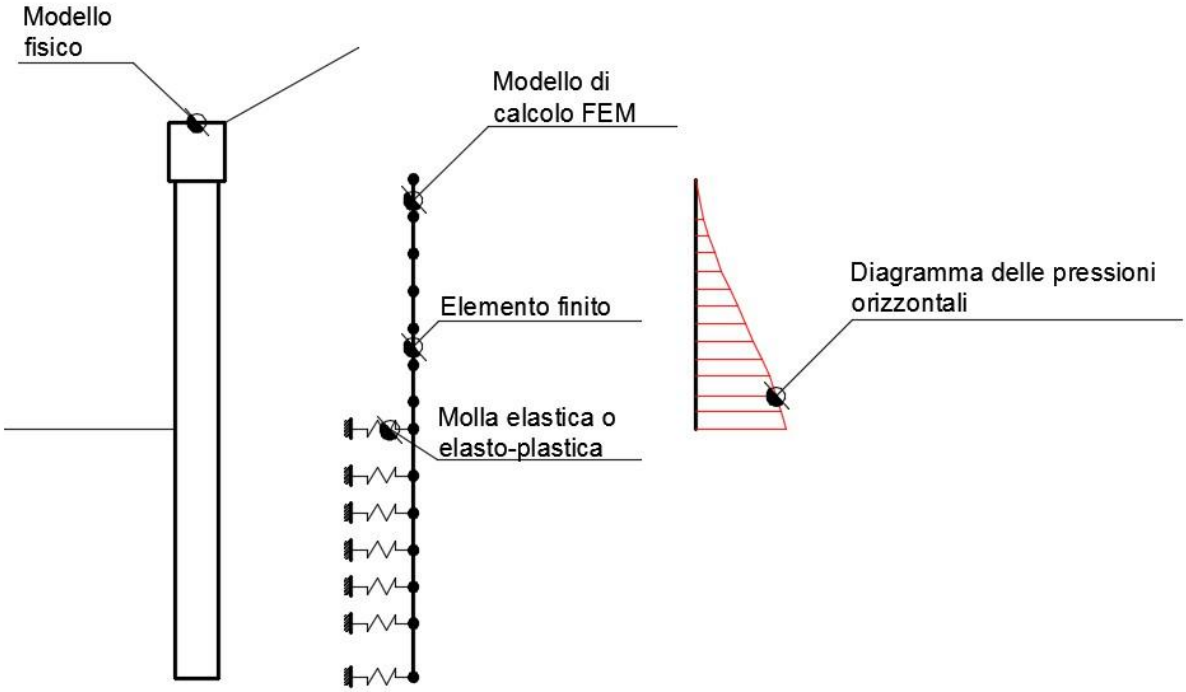


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

11.1.1.26 Calcolo del modulo di rigidezza Ks del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza Ks applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza *Ks* è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$ks = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue As=C·(c·Nc+0.5·G·B·Ng)

B_s = coefficiente funzione della profondità Bs=C·G·Nq

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

n = p·tanj

Nq = exp[n· (tan²(45° + j/2)]

Nc = (Nq-1) ·cotj

Ng = 1.5· (Nq-1) ·tanj

11.1.1.27 Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo b vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

11.1.1.28 Calcolo del carico limite laterale

11.1.1.29 *Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971). La resistenza laterale viene calcolata con la seguente relazione:*

$$Q_L = (\alpha c + \sigma K \tan\delta) \cdot A_L \cdot f_w$$

11.1.1.30 *dove:*

11.1.1.31 *A_L= superficie laterale del palo;*

11.1.1.32 *f_w= fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo*

11.1.1.33 *con*

11.1.1.34 *c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);*

11.1.1.35 *σ = pressione verticale efficace del terreno;*

11.1.1.36 *K = coefficiente di spinta orizzontale;*

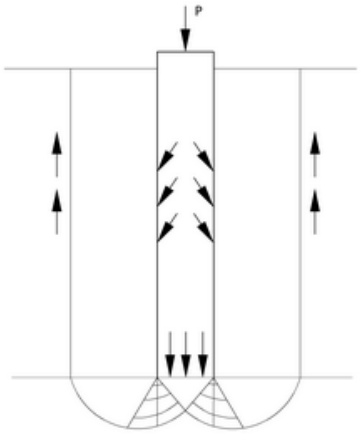
11.1.1.37 *δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;*

11.1.1.38 *α = coefficiente d'adesione.*

11.1.1.39 *Nel calcolo si pone α =K=1 e tan δ =tanj*

11.1.1.40 Calcolo del carico limite di punta (metodo di Berezantzev)

11.1.1.41 *Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD, è tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente Nq, che quindi è funzione decrescente di D/B.*



11.1.1.42

11.1.1.43 *Meccanismo di rottura secondo Berezantzev*

11.1.1.44

11.1.1.45 *La resistenza unitaria Q_P alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (j) e di coesione (c), è data dall'espressione:*

$$Q_P = cN_c + \gamma LN_q$$

11.1.1.46 *avendo indicato con:*

11.1.1.47 *γ = peso unità di volume del terreno;*

11.1.1.48 *L = lunghezza del palo;*

11.1.1.49 *Nc e Nq = sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).*

11.1.1.50 Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza F_{sif} = 3.5-4 Indicando con:

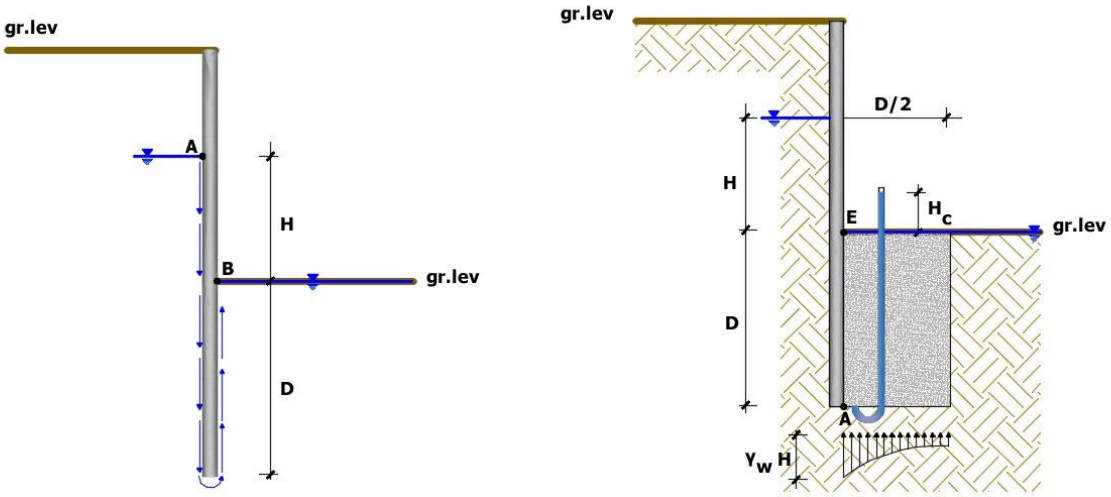
ic = Gradiente Idraulico critico;

ie = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra *ic* ed *ie*, se *ie* < *ic* la paratie è stabile.

11.1.1.51 Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza D/2 e pari a $g_w x H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E:

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot \frac{D}{2}}{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \cdot D}{H_c \cdot \gamma_w}$$

11.1.1.52 Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.49	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2 in.	ß1*ß2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0.05	0.04	1	0.5

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIR 0.6/I=1
Diametro	0.6 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	1 m

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1.5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0.03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	7 m
Incremento profondità infissione	0.2 m
Numero di elementi	15
Numero nodo di fondo scavo	4

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso	Peso	Coesione	Angolo	O.C.R.	Modulo	Attrito	Attrito	Spessore	Inclinazio	Descrizio

	specifico [kN/m³]	specifico saturo [kN/m³]	[kN/m²]	attrito [°]		edometrico [kN/m²]	terra muro monte [°]	terra muro valle [°]	[m]	ne [°]	ne
1	19.0	21.0	20.0	24.0	0.0	68646.0	24.0	12.0	7.0	0.0	Massicciata stradale/ Riporti
2	19.0	21.0	130.0	40.0	0.0	88259.0	25.33	25.33	15.0	0.0	Substrato arenaceo calcarenitico

Calcolo coefficienti sismici

Dati generali
- Descrizione zona
- Latitudine 0.0000 [°]
- Longitudine 0.0000 [°]

Dati opera
- Tipo opera Opere ordinarie
- Classe d'uso II
- Vita nominale 50 [anni]
- Vita di riferimento 50 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento
- Categoria sottosuolo B
- Categoria topografica T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0.76	2.40	0.27
SLD	50	1.00	2.33	0.28
SLV	475	2.52	2.36	0.34
SLC	975	3.23	2.40	0.36

Coefficienti sismici orizzontale e verticale
Opera: SLC

SL	Amax [m/sec²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	1.09	1.00	0.11	0.06
SLD	1.44	1.00	0.15	0.07
SLV	3.50	1.00	0.36	0.18
SLC	4.20	1.00	0.43	0.21

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico stradale	Strisce	0.6	5	0	0	0	-10

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione 7 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo 3 [m]
Tipo: S.L.U. [STR]
Nome: A1+M1+R1
Coefficienti sismici: Kh = 0.3569, Kv = 0.1785

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.5
4	Spinta sismica x	1.5
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 7.00 [m]
Pressione massima terreno 47.60 [kPa]
Momento massimo 148.74 [kNm/m]
Taglio massimo 55.99 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1.00	31.73	32.62	-21.16	-52.89	0.9004	--
2.00	15.87	49.55	-74.05	-55.99	0.6142	--
3.00	--	66.49	-130.04	-32.06	0.3652	24940.79
3.58	--	76.53	-148.74	3.99	0.2478	24940.79
4.17	-38.68	85.57	-146.42	26.55	0.1551	24940.79

4.75	-21.67	95.62	-130.93	39.19	0.0869	24940.79
5.33	-10.15	105.66	-108.07	45.11	0.0407	24940.79
5.92	-3.19	115.70	-81.75	46.98	0.0128	24940.79
6.50	0.31	125.75	-54.34	46.53	-0.0012	24940.79
7.08	28.32	134.79	-27.20	31.32	-0.0060	470641.90
7.67	27.93	138.84	-8.93	15.02	-0.0059	470641.90
8.25	19.13	142.88	-0.17	3.87	-0.0041	470641.90
8.83	9.32	146.92	2.09	-1.57	-0.0020	470641.90
9.42	0.76	150.97	1.17	-2.01	-0.0002	470641.90

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo 3 [m]
Tipo: S.L.U. [GEO]
Nome: A2+M2+R1
Coefficienti sismici: Kh = 0.3569, Kv = 0.1785

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.3
4	Spinta sismica x	1.3
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 7.00 [m]
Pressione massima terreno 50.58 [kPa]
Momento massimo 179.56 [kNm/m]
Taglio massimo 64.44 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
1.00	33.72	34.62	-22.48	-56.20	1.3807	--
2.00	16.86	53.55	-78.67	-64.44	0.9901	--
3.00	18.93	72.49	-143.11	-50.63	0.6396	14265.37
3.58	--	83.53	-172.65	-11.86	0.4658	14265.37
4.17	-45.75	93.57	-179.56	14.84	0.3207	14265.37
4.75	-29.35	104.62	-170.91	31.96	0.2057	14265.37

5.33	-17.05	115.66	-152.26	41.90	0.1195	14265.37
5.92	-8.41	126.70	-127.82	46.81	0.0590	14265.37
6.50	-2.87	137.75	-100.51	50.04	0.0201	14265.37
7.08	2.97	147.79	-71.32	48.44	-0.0017	173152.60
7.67	19.75	151.84	-43.06	36.92	-0.0114	173152.60
8.25	23.52	155.88	-21.53	23.20	-0.0136	173152.60
8.83	20.57	159.92	-8.00	11.20	-0.0119	173152.60
9.42	14.91	163.97	-1.46	2.50	-0.0086	173152.60

Carico limite verticale
Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	161.285	
Fattore Nq	136.331	
Carico limite punta	7795.363	kN
Carico limite laterale	1268.225	kN
Carico limite totale	9063.588	kN
Forza verticale agente	150.966	kN
Fattore sicurezza	60.037	

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	161.285	
Fattore Nq	136.331	
Carico limite punta	7795.363	kN
Carico limite laterale	1268.225	kN
Carico limite totale	9063.588	kN
Forza verticale agente	163.966	kN
Fattore sicurezza	55.277	

Risultati analisi strutturale
Fase: 1 Risultati analisi strutturale
Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
1.00	CIR 0.6/I=1	32.62	-21.16	-52.890	16Ø16	32.62	-198.89	9.40	Verificata
2.00	CIR 0.6/I=1	49.55	-74.05	-55.992	16Ø16	49.56	-201.68	2.72	Verificata
3.00	CIR 0.6/I=1	66.49	-130.04	-32.064	16Ø16	66.49	-204.47	1.57	Verificata
3.58	CIR 0.6/I=1	76.53	-148.74	3.989	16Ø16	76.53	-206.12	1.39	Verificata
4.17	CIR 0.6/I=1	85.57	-146.42	26.553	16Ø16	85.58	-207.59	1.42	Verificata
4.75	CIR 0.6/I=1	95.62	-130.93	39.193	16Ø16	95.62	-209.23	1.60	Verificata
5.33	CIR 0.6/I=1	105.66	-108.07	45.115	16Ø16	105.66	-210.86	1.95	Verificata
5.92	CIR 0.6/I=1	115.70	-81.75	46.978	16Ø16	115.70	-212.49	2.60	Verificata
6.50	CIR 0.6/I=1	125.75	-54.34	46.534	16Ø16	125.75	-214.11	3.94	Verificata
7.08	CIR 0.6/I=1	134.79	-27.20	31.317	16Ø16	134.80	-215.56	7.92	Verificata
7.67	CIR 0.6/I=1	138.84	-8.93	15.024	16Ø16	138.84	-216.21	24.21	Verificata
8.25	CIR 0.6/I=1	142.88	-0.17	3.868	16Ø16	142.88	-216.86	1290.12	Verificata
8.83	CIR 0.6/I=1	146.92	2.09	-1.568	16Ø16	146.92	217.51	104.17	Verificata
9.42	CIR 0.6/I=1	150.97	1.17	-2.011	16Ø16	150.96	218.15	185.94	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
1.00	1.06E-03	-1.96E-03	-10.73	12.7Ø10	Calcestruzzo =535.65 Staffe=491.78	0.11	Verificata	21.80
2.00	1.07E-03	-1.96E-03	-10.52	12.7Ø10	Calcestruzzo =536.76	0.11	Verificata	21.80

					Staffe=490.84			
3.00	1.09E-03	-1.96E-03	-10.32	12.7Ø10	Calcestruzzo=537.87 Staffe=489.90	0.07	Verificata	21.80
3.58	1.10E-03	-1.96E-03	-10.20	12.7Ø10	Calcestruzzo=538.54 Staffe=489.35	0.01	Verificata	21.80
4.17	1.11E-03	-1.96E-03	-10.09	12.7Ø10	Calcestruzzo=539.14 Staffe=488.86	0.05	Verificata	21.80
4.75	1.12E-03	-1.96E-03	-9.98	12.7Ø10	Calcestruzzo=539.82 Staffe=488.33	0.08	Verificata	21.80
5.33	1.13E-03	-1.96E-03	-9.86	12.7Ø10	Calcestruzzo=540.49 Staffe=487.79	0.09	Verificata	21.80
5.92	1.14E-03	-1.96E-03	-9.75	12.7Ø10	Calcestruzzo=541.16 Staffe=487.26	0.10	Verificata	21.80
6.50	1.15E-03	-1.96E-03	-9.63	12.7Ø10	Calcestruzzo=541.84 Staffe=486.74	0.10	Verificata	21.80
7.08	1.16E-03	-1.96E-03	-9.53	12.7Ø10	Calcestruzzo=542.46 Staffe=486.27	0.06	Verificata	21.80
7.67	1.16E-03	-1.96E-03	-9.49	12.7Ø10	Calcestruzzo=542.73 Staffe=486.06	0.03	Verificata	21.80
8.25	1.17E-03	-1.96E-03	-9.44	12.7Ø10	Calcestruzzo=543.01 Staffe=485.86	0.01	Verificata	21.80
8.83	1.17E-03	-1.96E-03	9.40	12.7Ø10	Calcestruzzo=543.28 Staffe=485.65	0.00	Verificata	21.80
9.42	1.18E-03	-1.96E-03	9.35	12.7Ø10	Calcestruzzo=550.51 Staffe=481.41	0.00	Verificata	21.80

Diametro	0.8	m
Interasse	1	m
Lunghezza complessiva	10	m
Modulo elasticità	206000000	KN/m2
Modulo di Poisson	0.4	
Area sezione	0.64	m2
Momento d'inerzia	0.034	m4

MODELLO DI CALCOLO E SCHEMA DELLE FORZE

Carico sulla trave	1	
Posizione	0	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	2	
Posizione	0.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	3	
Posizione	1	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	4	
Posizione	1.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	5	
Posizione	2	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	6	
Posizione	2.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	7	
Posizione	3	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	8	
Posizione	3.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m

Carico sulla trave	9	
Posizione	4	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	10	
Posizione	4.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	11	
Posizione	5	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	12	
Posizione	5.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	13	
Posizione	6	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	14	
Posizione	6.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	15	
Posizione	7	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	16	
Posizione	7.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	17	
Posizione	8	m
Forza applicata	0	kN

Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	18	
Posizione	8.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	19	
Posizione	9	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	20	
Posizione	9.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	21	
Posizione	10	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m

Sollecitazioni

Momento massimo	3.17	kNm
Momento minimo	-3.42	kNm
Taglio massimo	13.17	kN
Taglio minimo	-13.17	kN
Spostamento massimo	0.00E+00	cm
Spostamento minimo	-3.12E-08	cm

VERIFICA SEZIONE

Momento ultimo (Mu)	283.02	kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0.25	kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo (Vrcdd)	1292.85	kN
Resistenza a taglio delle staffe (Vwd)	782.44	kN

ARMATURA

Staffe	16/28	cm
Staffe	10/13	cm

13 *ANALISI DELL'EQUILIBRIO LIMITE – BERLINESE TRATTO A*

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (j), 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.

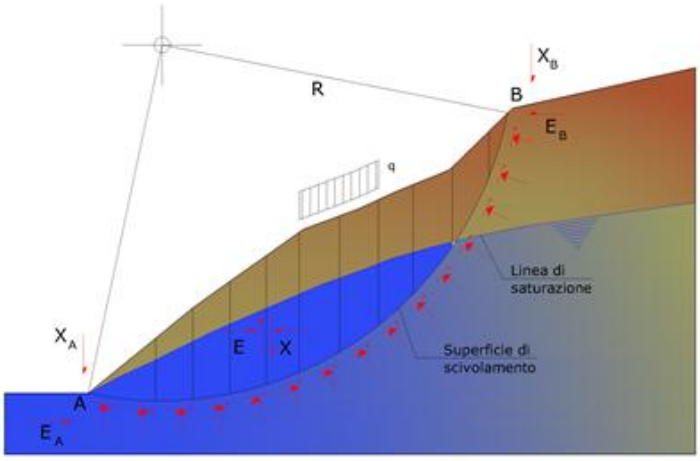
Metodo equilibrio limite (LEM)

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 (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

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

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



Metodo dei conci

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

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

Complessivamente le incognite sono (6n-2).

Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni 4n.

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

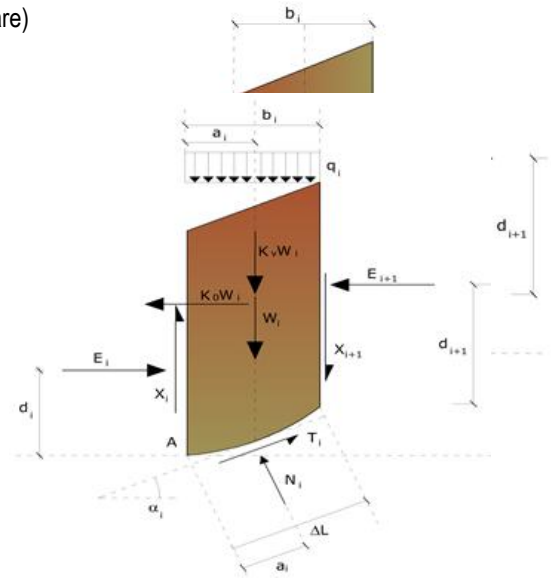
$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

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



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

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

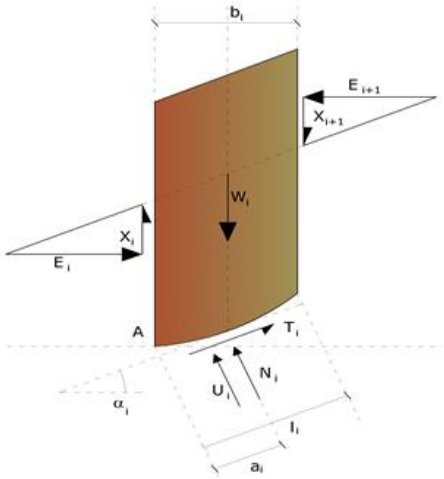
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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

Metodo di Bishop (1955)

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



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

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

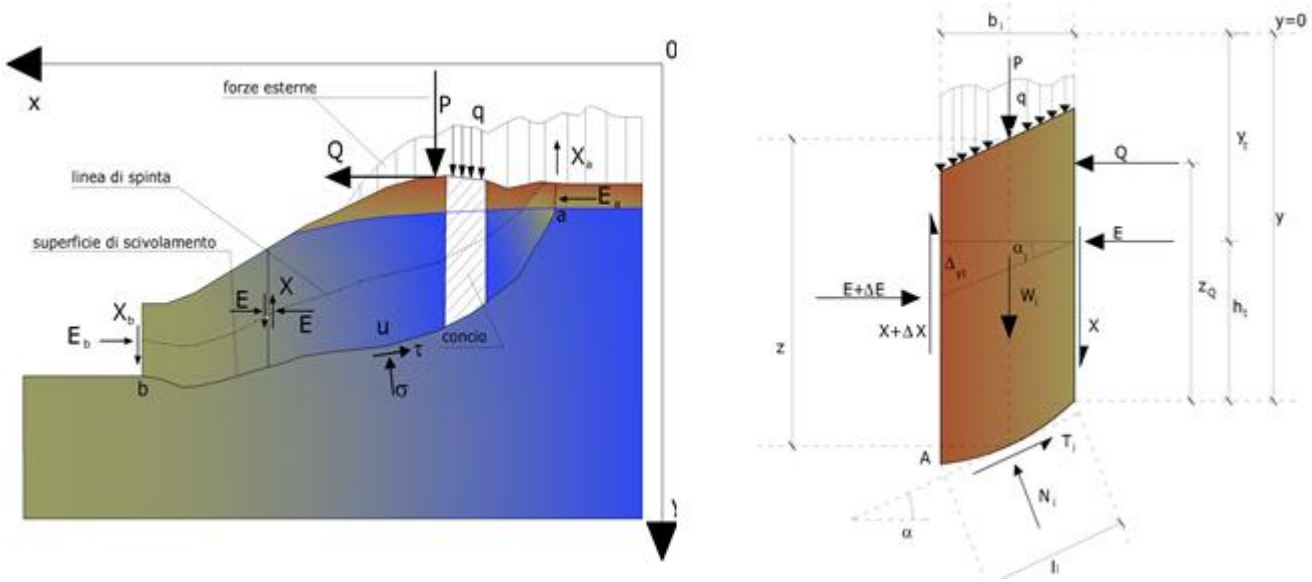
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto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

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

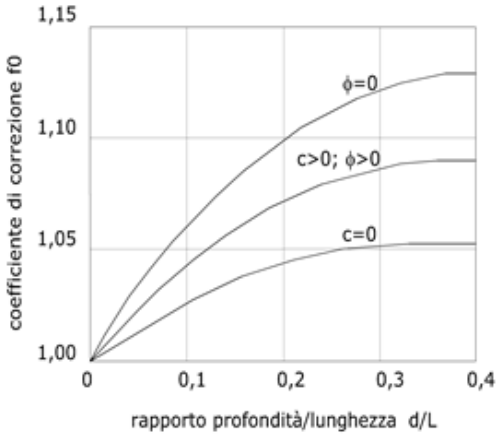


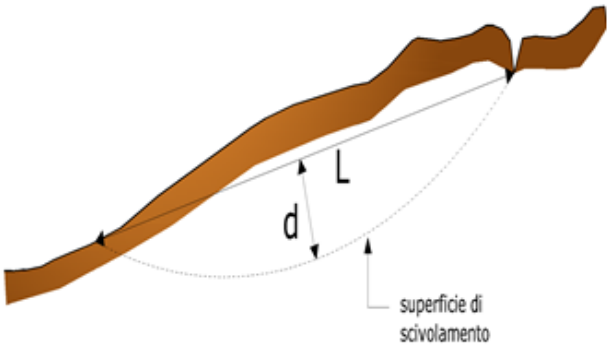
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ 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:

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

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





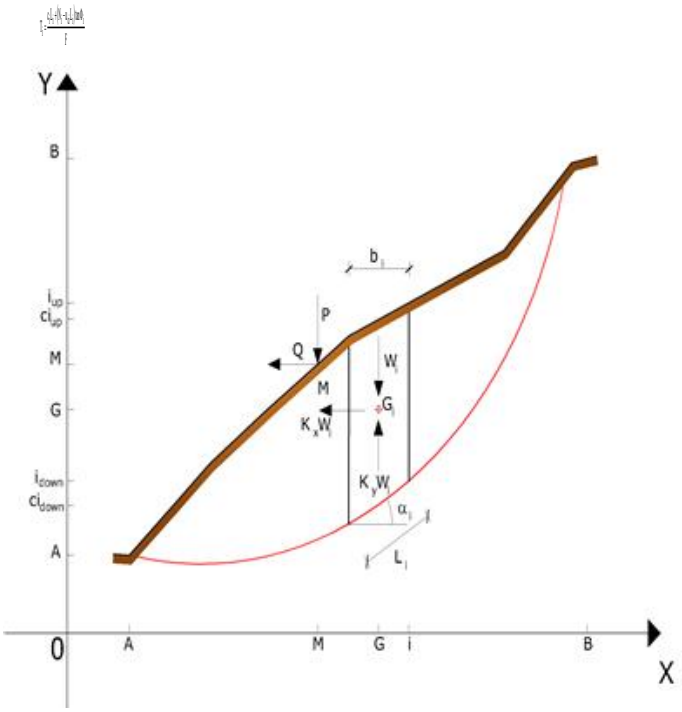
Metodo di Bell (1968)

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 s e t 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:



in cui:

F = il fattore di sicurezza;

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

f_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:

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Sarma (1973)

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

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

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

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

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

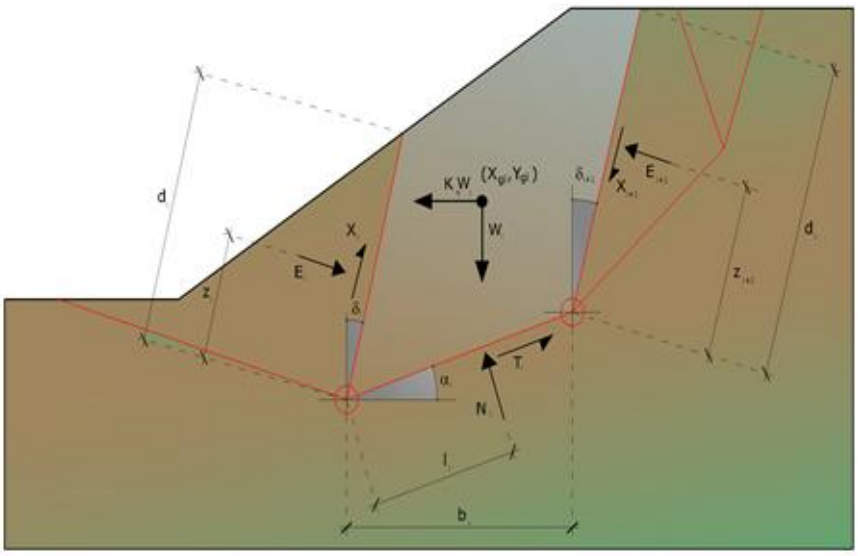
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

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

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



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

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

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

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

K=Kc **Accelerazione critica** se F=1
F=Fs **Fattore di sicurezza in condizioni statiche** se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.
E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i:

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

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio i, e l rappresenta un'incognita.
La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c, l e F, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

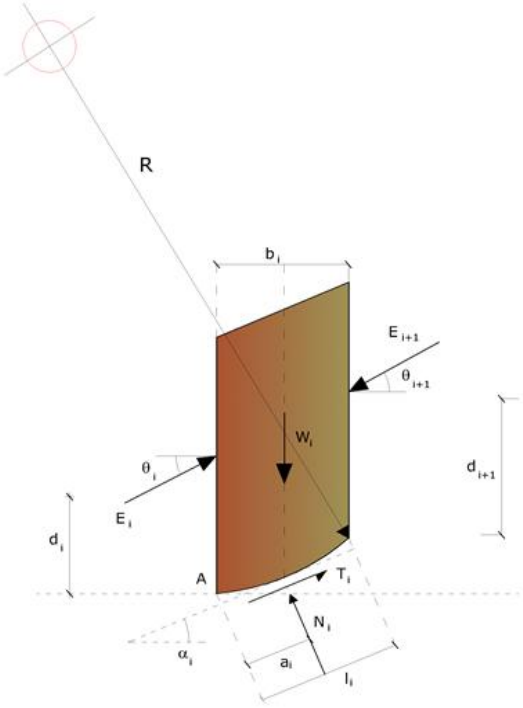
1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo q;
2. tutti i momenti sono nulli M_i =0 con i=1…..n.

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

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

dove:

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



forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

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

2) $$\sum Q_i = 0$$

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

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

Metodo di Morgenstern e Price (1965)

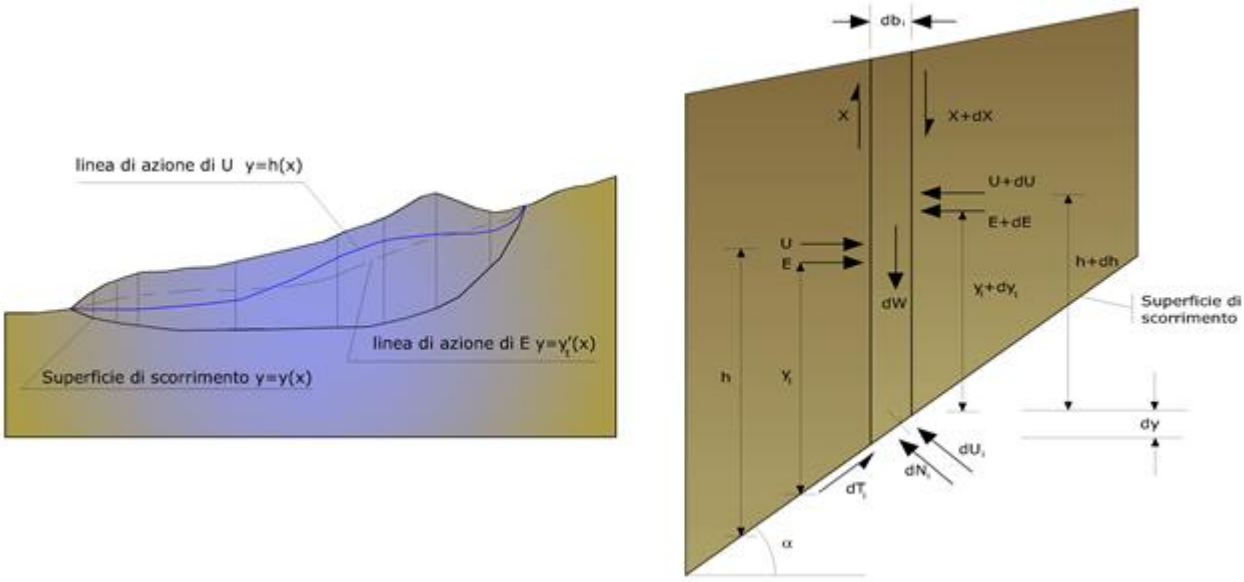
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta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

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

Si ottiene la cosiddetta "**equazione delle forze**":

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

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



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

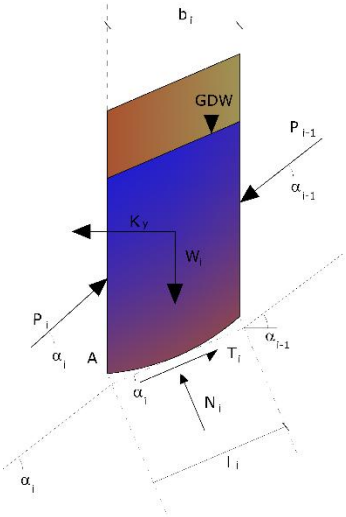
Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

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

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

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

Metodo di Zeng e Liang (2002)



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

-Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
(αi), riducendo il numero di incognite da (n-1) a (4n-1);
-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a (3n-1);

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

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

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore 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;
- $\mathbf{K_x}$ coefficiente sismico orizzontale;
- $\mathbf{K_y}$ coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

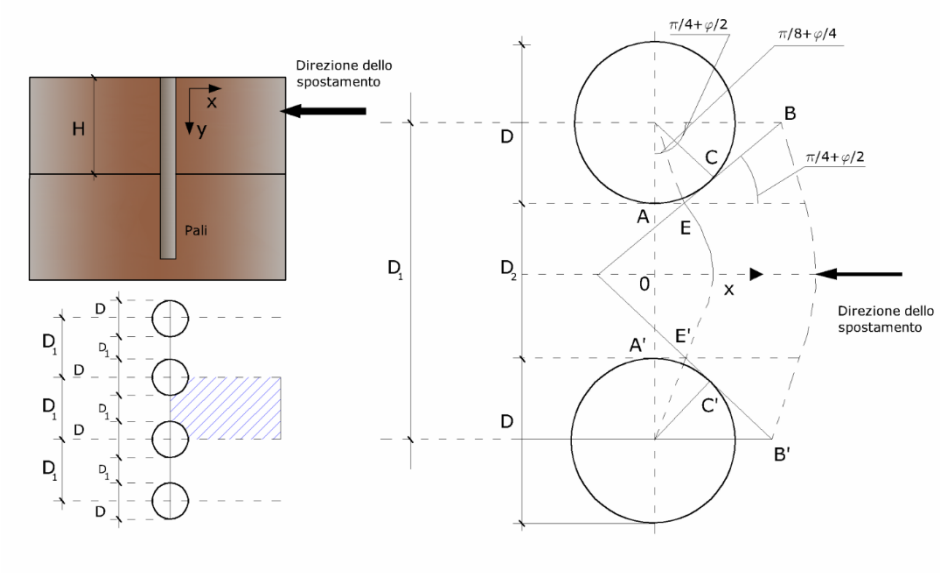
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato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

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

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

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

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



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

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

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

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

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\text{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

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

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \text{tag}(\pi/8 + \varphi/4)$$

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

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

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

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

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con φ = 0 e C ≠ 0, si ha:

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

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

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

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

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D_2 = 0 P→ ∞ e D_2 = D_1 P→ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

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

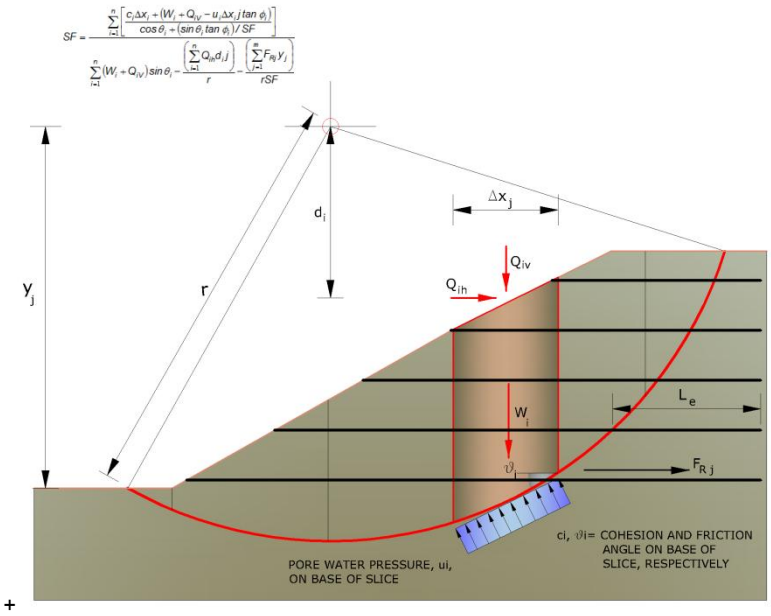
Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo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

Elemento Rinforzo

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

.

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



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

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

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

dove:

d Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

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

Ancoraggi

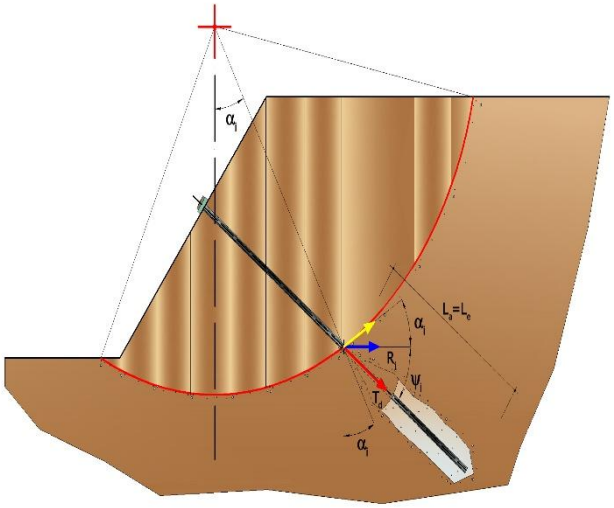
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

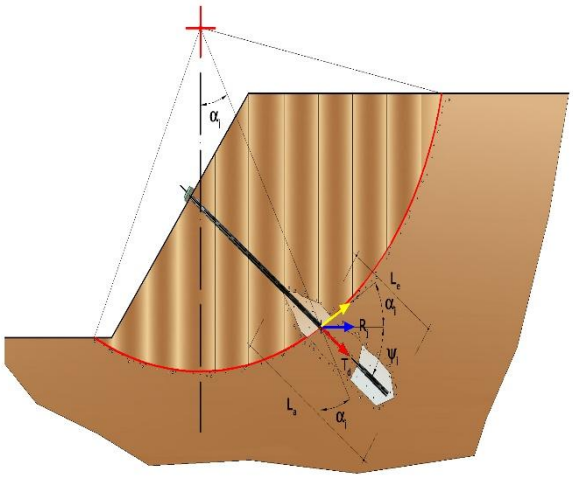
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione**: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

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

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



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

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

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

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

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

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

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

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

dove:

T_d tiro esercizio;

Y_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

Le lunghezza efficace;

La lunghezza d'ancoraggio.

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

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

==========

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.0
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	46.67 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	53.33 m
Ordinata vertice destro superiore ys	58.67 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera:

Classe d'uso:

Vita nominale: 0.0 [anni]

Vita di riferimento: 0.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

Categoria topografica:

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.V.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.C.	0.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]

S.L.O.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.V.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.C.	0.0	0.0	0.0	0.0

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.3569

Coefficiente azione sismica verticale 0.1785

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	40.0	39.61
2	50.0	47.0
3	50.0	50.0
4	55.0	50.0
5	60.0	50.0

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	40.0	39.61
2	44.58	43.0
3	60.0	43.0

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25

Coesione efficace 1.25

Coesione non drenata 1.4

Riduzione parametri geotecnici terreno No

==========

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m³)	Peso unità di volume saturo (kg/m³)	Litologia	
1	0.20394		24	1937.43	2141.37	Massicciata stradale/ Riporti	
2	1.32561		40	1937.43	2141.37	Substrato arenaceo calcarenitico	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	50.6	50	55	50	-0.10197

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

==========

Fs minimo individuato 2.24

Ascissa centro superficie 46.67 m

Ordinata centro superficie 52.0 m

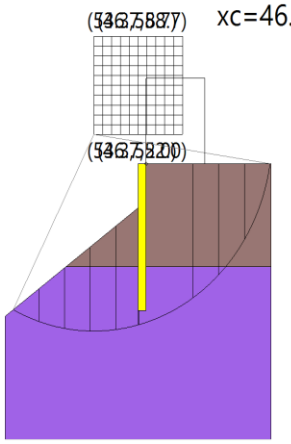
Raggio superficie 13.4 m

==========

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.

xc = 46.667 yc = 52.00 Rc = 13.397 Fs=2.236

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
	m	(°)	m	(kg)	(kg)	(kg)	(kg/cm²)	(°)	(kg)	(kg)	(kg)
1	1.93	-22.5	2.1	4328.41	1544.81	772.62	1.33	40.0	0.0	10872.4	14972.0
2	1.93	-13.7	2.0	12021.05	4290.31	2145.76	1.33	40.0	0.0	16355.8	16294.5
3	1.93	-5.3	1.9	18569.2	6627.35	3314.6	1.33	40.0	0.0	20267.4	17367.7
4	1.93	3.0	1.9	24055.96	8585.57	4293.99	1.33	40.0	0.0	23138.3	18315.9
5	1.68	10.8	1.7	24487.55	8739.61	4371.03	1.33	40.0	0.0	21768.6	16616.3
6	0.05	14.5	0.1	917.29	327.38	163.74	1.33	40.0	0.0	804.4	552.7
7	4.07	24.2	4.5	77239.31	27566.71	13787.22	1.33	40.0	0.0	64051.9	45893.2
8	1.93	39.1	2.5	30617.85	10927.51	5465.29	1.33	40.0	0.0	22350.9	21043.0
9	1.93	51.0	3.1	24349.49	8690.33	4346.38	0.2	24.0	0.0	29071.3	7809.1
10	1.93	69.5	5.5	12547.25	4478.11	2239.68	0.2	24.0	0.0	15901.1	7455.6



xc=46.67 yc=52.00 Rc=13.40 Fs=2.24

Massicciata stradale/ Riporti
Peso unità di volume 1937.43 kg/m³
Peso unità di volume saturo 2141.37 kg/m³
Angolo di resistenza a taglio 24°

Substrato arenaceo calcarenitico
Peso unità di volume 1937.43 kg/m³
Peso unità di volume saturo 2141.37 kg/m³
Angolo di resistenza a taglio 40°

14 *RELAZIONE DI CALCOLO – BERLINESE TRATTO B*

14.1.1.1 Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidezza del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

3. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
4. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

14.1.1.2 Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

- Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
- Paratie di legno;
- Paratie in acciaio.

14.1.1.3 Analisi della paratia.

14.1.1.4 Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidezza del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

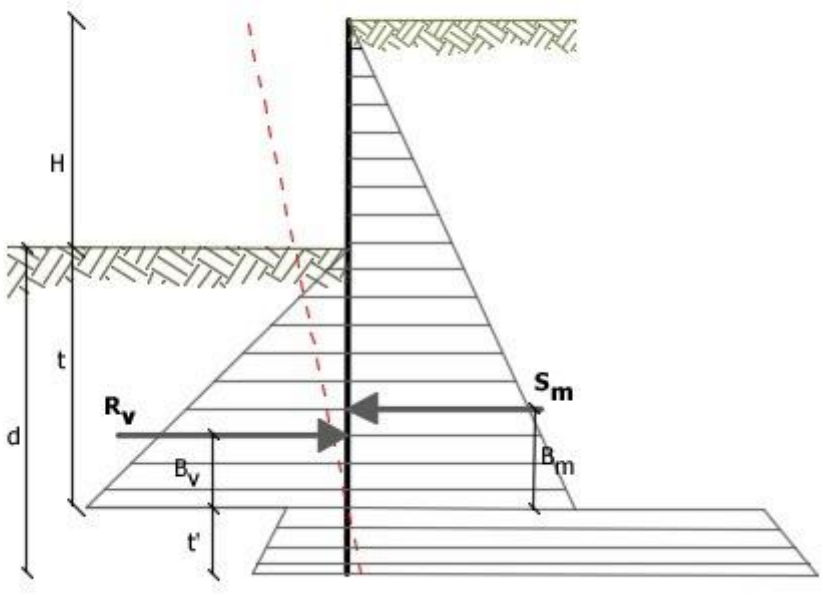


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo dI Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno ks, oltre che la spinta attiva e passive del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

5. Angolo di attrito interno del terreno;
6. Coesione del terreno;
7. Peso dell'unità di volume del terreno;
8. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

14.1.1.5 Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

14.1.1.6 Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad 1/3 di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con ka il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\begin{cases} k_a = \dfrac{\sin^2(\phi+\beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\varepsilon)}{\sin(\beta-\delta)\cdot\sin(\beta+\varepsilon)}}\right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta-\phi-\varepsilon) \text{ secondo Muller} - \text{Breslau} \end{cases}$$

g_t = Peso unità di volume del terreno;

b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

f = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

d = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left(\left[1 - 0.9\cdot\lambda^2 - 0.1\cdot\lambda\right]\cdot\left[1 - 0.3\cdot\lambda^3\right]\right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4\cdot\varphi - 2\cdot\pi\cdot(\Delta+\beta-\Gamma)}$$

$$\Delta = 2\cdot\tan^{-1}\left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1+\text{cosec}(\varphi)}\right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1}\left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)}\right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- b è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all' orizzontale;
- φ è l' angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l' angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

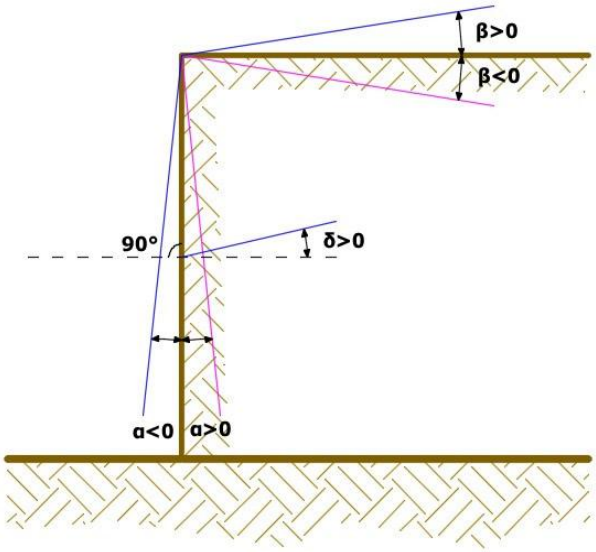


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

14.1.1.7 Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta+\varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta+\varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad H/2 (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

ka= Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

14.1.1.8 Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

14.1.1.9 Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x1 ed ascissa finale x2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$Dq=q_1-q_2$;

$A=\text{sen}(2q_1)-\text{sen}(2q_2)$

$B=\cos(2q_1)-\cos(2q_2)$

$q_1=\text{arctg}(z/x_1)$

$q_2=\text{arctg}(z/x_2)$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

14.1.1.10 Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T= Intensità del carico [F/L²]

$D= 4\cdot\log[\text{sen}q_1/\text{sen}q_2]$

$E= \text{sen}^2q_1-\text{sen}^2q_2$

14.1.1.11 Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z, possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x,z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x,z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V= Intensità del carico espessa in [F/L];

X= Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di e viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

14.1.1.12 Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante Hw dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con g_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12}\gamma_w \cdot {H_w}^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda Hw *[Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica , R. Lancellotta]*

14.1.1.13 Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolate l'altezza critica Zc come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \cdot \sqrt{ka}} - \left\{ \frac{\left[Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

g_t = Peso unità di volume del terreno

b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C= Coesione del materiale

k_a= Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Zc, calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

14.1.1.14 Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma \cdot (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H= altezza di scavo

k_v= coefficiente sismico verticale

g= peso per unità di volume del terreno

K= coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws}= spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd}= spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo b della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$tg\vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

14.1.1.15 Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, gt il peso dell'unità di volume di terreno e con kp il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$\begin{cases} k_p = \dfrac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}}\right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \varepsilon \text{ secondo Muller} - \text{Breslau} \end{cases}$$

con valori limite pari a:d< b-f-e (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p *for* δ = -φ											
α [°]	*φ* [°]	K_p when *β*°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38.90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							.
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						

	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	i88,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 l	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

14.1.1.16 Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito Sq vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a H/2 (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

14.1.1.17 Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$Pc = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

14.1.1.18 Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

4. Paratia a sbalzo;
5. Paratia tirantata ad estremo libero;
6. Paratia tirantata ad estremo fisso;

14.1.1.19 Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m= componente orizzontale della spinta attiva;

B_m= braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v= componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v= braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove} \; a = 0.2 \; (\text{Metodo di Blum})$$

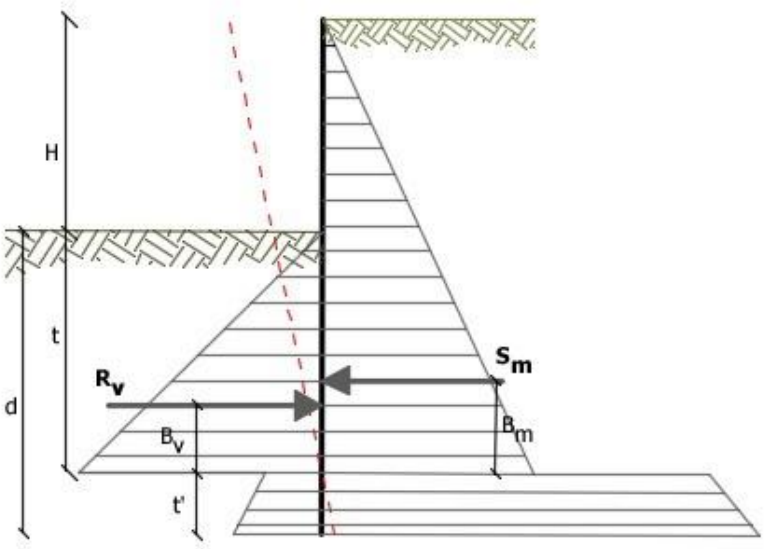


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

14.1.1.20 Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F. E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effetua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

14.1.1.21 Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H= altezza terreno da sostenere;

t= profondità di infissione calcolata;

B_m= braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m= ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v.

Noto t, si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

14.1.1.22 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

14.1.1.23 Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione (t+t'), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in (t+t') che può essere risolta in modo agevole.

14.1.1.24 Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

14.1.1.25 Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

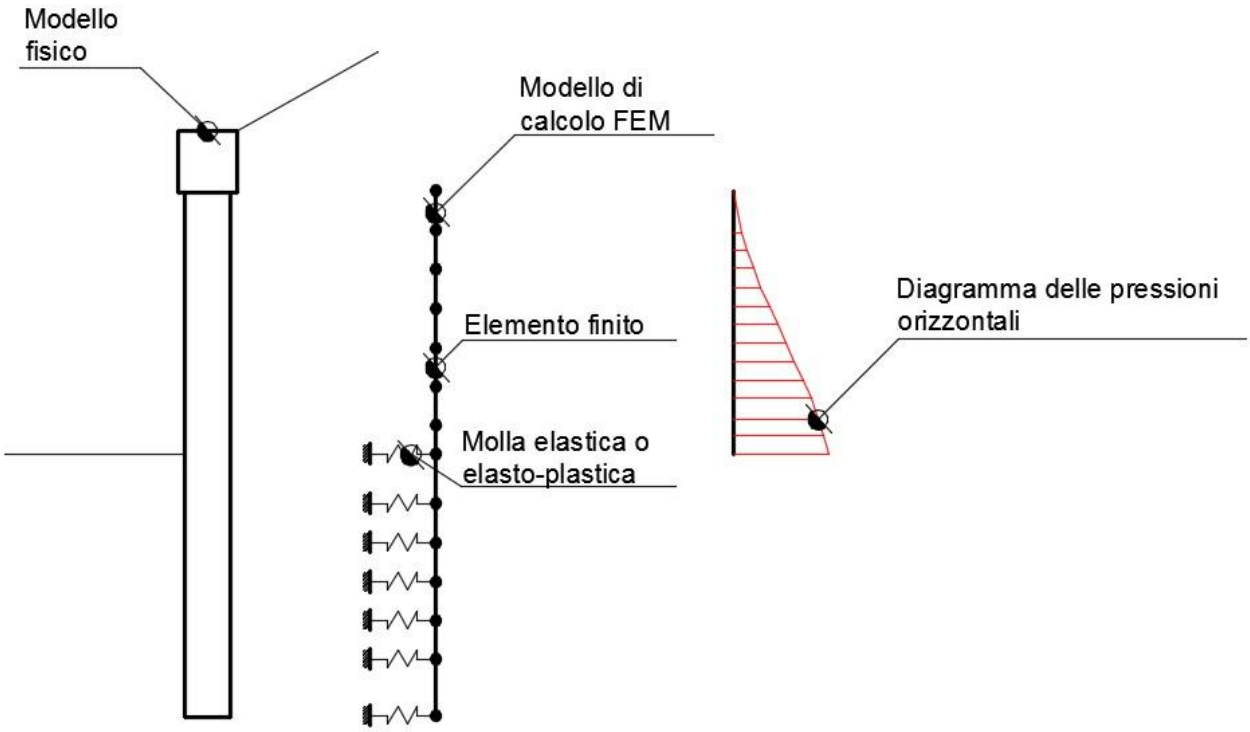


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

14.1.1.26 Calcolo del modulo di rigidezza Ks del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza Ks applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza *Ks* è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$ks = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue As=C·(c·Nc+0.5·G·B·Ng)

B_s = coefficiente funzione della profondità Bs=C·G·Nq

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

n = p·tanj

Nq = exp[n· (tan²(45° + j/2)]

Nc = (Nq-1) ·cotj

Ng = 1.5· (Nq-1) ·tanj

14.1.1.27 Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo b vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

14.1.1.28 Calcolo del carico limite laterale

14.1.1.29 *Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971). La resistenza laterale viene calcolata con la seguente relazione:*

$$Q_L = (\alpha c + \sigma K \tan\delta) \cdot A_L \cdot f_w$$

14.1.1.30 *dove:*

14.1.1.31 *A_L= superficie laterale del palo;*

14.1.1.32 *f_w= fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo*

14.1.1.33 *con*

14.1.1.34 *c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);*

14.1.1.35 *σ = pressione verticale efficace del terreno;*

14.1.1.36 *K = coefficiente di spinta orizzontale;*

14.1.1.37 *δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;*

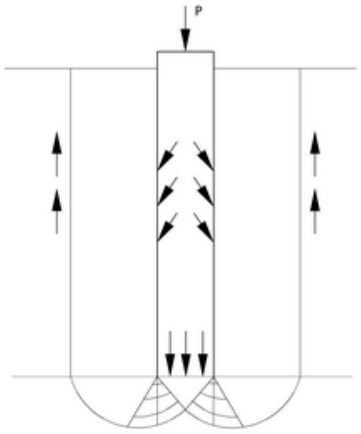
14.1.1.38 *α = coefficiente d'adesione.*

14.1.1.39 *Nel calcolo si pone α =K=1 e tan δ =tanj*

14.1.1.40 Calcolo del carico limite di punta (metodo di Berezantzev)

14.1.1.41 *Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD, è tanto minore quanto*

più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente Nq, che quindi è funzione decrescente di D/B.



14.1.1.42

14.1.1.43 *Meccanismo di rottura secondo Berezantzev*

14.1.1.44

14.1.1.45 *La resistenza unitaria Q_P alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (j) e di coesione (c), è data dall'espressione:*

$$Q_P = cN_c + \gamma LN_q$$

14.1.1.46 *avendo indicato con:*

14.1.1.47 *γ = peso unità di volume del terreno;*

14.1.1.48 *L = lunghezza del palo;*

14.1.1.49 *Nc e Nq = sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).*

14.1.1.50 Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza F_{sif} = 3.5-4 Indicando con:

ic = Gradiente Idraulico critico;

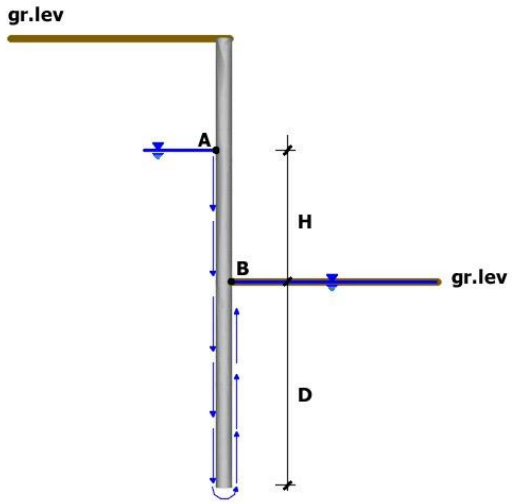
ie = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

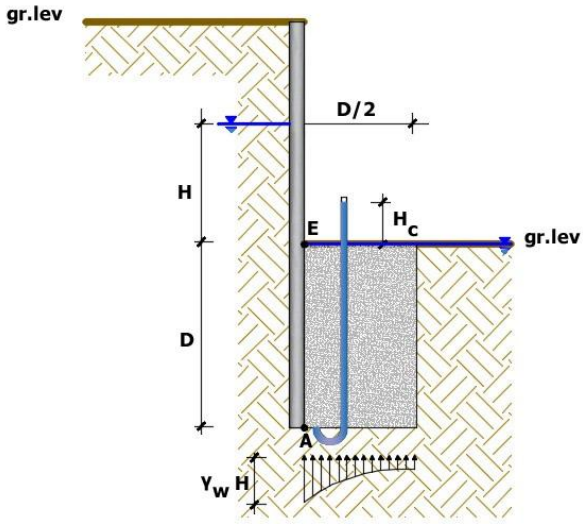
Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra *ic* ed *ie*, se *ie* < *ic* la paratie è stabile.

14.1.1.51 Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può

essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.





Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza D/2 e pari a $g_w x H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E:

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H+2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H+2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot \frac{D}{2}}{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \cdot D}{H_c \cdot \gamma_w}$$

14.1.1.52 Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.49	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2 in.	ß1*ß2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0.05	0.04	1	0.5

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIR 0.6/I=1
Diametro	0.6 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	1 m

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1.5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0.03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	6.5 m

Incremento profondità infissione	0.2	m
Numero di elementi	15	
Numero nodo di fondo scavo	4	

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m³]	Peso specifico saturo [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	19.0	21.0	20.0	24.0	0.0	68646.0	24.0	24.0	2.5	0.0	Massicciata stradale / Riporti
2	19.0	21.0	130.0	40.0	0.0	88259.0	25.33	25.33	15.0	0.0	Substrato arenaceo calcarenitico

Calcolo coefficienti sismici

Dati generali

Descrizione zona		
Latitudine	0.0000	[°]
Longitudine	0.0000	[°]

Dati opera

Tipo opera	Opere ordinarie	
Classe d'uso	II	
Vita nominale	50	[anni]
Vita di riferimento	50	[anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo	B
Categoria topografica	T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0.76	2.40	0.27
SLD	50	1.00	2.33	0.28
SLV	475	2.52	2.36	0.34
SLC	975	3.23	2.40	0.36

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: SLC

SL	Amax [m/sec²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	1.09	1.00	0.11	0.06
SLD	1.44	1.00	0.15	0.07
SLV	3.50	1.00	0.36	0.18
SLC	4.20	1.00	0.43	0.21

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico stradale	Strisce	0.6	5	0	0	0	-10

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione 6.5 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo 0.5 [m]
Tipo: S.L.U. [STR]
Nome: A1+M1+R1
Coefficienti sismici: Kh = 0.3569, Kv = 0.1785

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.5
4	Spinta sismica x	1.5
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1

3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	6.50 [m]
Pressione massima terreno	7.93 [kPa]
Momento massimo	2.52 [kNm/m]
Taglio massimo	1.89 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0.17	5.29	17.85	-0.10	-1.47	0.0069	--
0.33	2.64	19.00	-0.34	-1.89	0.0064	--
0.50	--	21.16	-0.66	-1.57	0.0058	24940.79
1.04	--	26.91	-1.51	-1.02	0.0041	24940.79
1.58	-0.65	32.67	-2.06	-0.66	0.0026	24940.79
2.13	-0.36	38.42	-2.42	-0.19	0.0014	24940.79
2.67	-2.75	43.18	-2.52	1.19	0.0006	470641.90
3.21	-0.45	46.93	-1.88	1.43	0.0001	470641.90
3.75	0.58	50.69	-1.10	1.12	-0.0001	470641.90
4.29	0.82	54.44	-0.50	0.67	-0.0002	470641.90
4.83	0.69	58.19	-0.13	0.30	-0.0001	470641.90
5.38	0.45	61.95	0.03	0.06	-0.0001	470641.90
5.92	0.20	65.70	0.06	-0.05	-0.0000	470641.90
6.46	-0.00	69.46	0.03	-0.05	0.0000	470641.90

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo	0.5 [m]
Tipo:	S.L.U. [GEO]
Nome:	A2+M2+R1
Coefficienti sismici:	Kh = 0.3569, Kv = 0.1785

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.3
4	Spinta sismica x	1.3
5	Spinta sismica y	1
6	Carico stradale	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25

3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	6.50 [m]
Pressione massima terreno	8.43 [kPa]
Momento massimo	3.04 [kNm/m]
Taglio massimo	2.01 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0.17	5.62	17.85	-0.10	-1.56	0.0104	--
0.33	2.81	19.00	-0.36	-2.01	0.0097	--
0.50	--	21.16	-0.70	-1.74	0.0089	14265.37
1.04	--	26.91	-1.64	-1.23	0.0066	14265.37
1.58	-0.65	33.67	-2.31	-0.88	0.0045	14265.37
2.13	-0.40	39.42	-2.79	-0.46	0.0028	14265.37
2.67	-2.50	45.18	-3.04	0.79	0.0014	173152.60
3.21	-0.91	48.93	-2.61	1.28	0.0005	173152.60
3.75	0.02	52.69	-1.92	1.27	-0.0000	173152.60
4.29	0.47	56.44	-1.23	1.01	-0.0003	173152.60
4.83	0.60	60.19	-0.68	0.69	-0.0003	173152.60
5.38	0.55	63.95	-0.31	0.39	-0.0003	173152.60
5.92	0.42	67.70	-0.10	0.16	-0.0002	173152.60
6.46	0.25	71.46	-0.01	0.02	-0.0001	173152.60

Carico limite verticale
Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	167.059	
Fattore Nq	141.176	
Carico limite punta	6734.955	kN
Carico limite laterale	1111.244	kN
Carico limite totale	7846.199	kN
Forza verticale agente	69.459	kN
Fattore sicurezza	112.961	

Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	167.059	
Fattore Nq	141.176	
Carico limite punta	6734.955	kN
Carico limite laterale	1111.244	kN
Carico limite totale	7846.199	kN
Forza verticale agente	71.459	kN
Fattore sicurezza	109.800	

Risultati analisi strutturale

Fase: 1 Risultati analisi strutturale

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0.17	CIR 0.6/I=1	17.85	-0.10	-1.468	16Ø16	17.84	-196.42	2001.38	Verificata
0.33	CIR 0.6/I=1	19.00	-0.34	-1.888	16Ø16	19.00	-196.62	573.20	Verificata
0.50	CIR 0.6/I=1	21.16	-0.66	-1.572	16Ø16	21.16	-196.98	299.40	Verificata
1.04	CIR 0.6/I=1	26.91	-1.51	-1.018	16Ø16	26.92	-197.94	131.13	Verificata
1.58	CIR 0.6/I=1	32.67	-2.06	-0.665	16Ø16	32.67	-198.89	96.51	Verificata
2.13	CIR 0.6/I=1	38.42	-2.42	-0.185	16Ø16	38.41	-199.84	82.55	Verificata
2.67	CIR 0.6/I=1	43.18	-2.52	1.187	16Ø16	43.17	-200.63	79.57	Verificata
3.21	CIR 0.6/I=1	46.93	-1.88	1.429	16Ø16	46.93	-201.25	107.15	Verificata
3.75	CIR 0.6/I=1	50.69	-1.10	1.117	16Ø16	50.69	-201.87	182.85	Verificata
4.29	CIR 0.6/I=1	54.44	-0.50	0.673	16Ø16	54.45	-202.49	405.78	Verificata
4.83	CIR 0.6/I=1	58.19	-0.13	0.298	16Ø16	58.20	-203.11	1508.76	Verificata
5.38	CIR 0.6/I=1	61.95	0.03	0.057	16Ø16	61.94	203.72	7550.70	Verificata
5.92	CIR 0.6/I=1	65.70	0.06	-0.054	16Ø16	65.71	204.34	3543.59	Verificata
6.46	CIR 0.6/I=1	69.46	0.03	-0.052	16Ø16	69.46	204.96	7248.94	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza a taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]

0.17	1.04E-03	-1.96E-03	-10.91	12.7Ø10	Calcestruzzo=534.69 Staffe=492.63	0.00	Verificata	21.80
0.33	1.04E-03	-1.96E-03	-10.90	12.7Ø10	Calcestruzzo=534.77 Staffe=492.56	0.00	Verificata	21.80
0.50	1.04E-03	-1.96E-03	-10.87	12.7Ø10	Calcestruzzo=534.91 Staffe=492.44	0.00	Verificata	21.80
1.04	1.05E-03	-1.96E-03	-10.80	12.7Ø10	Calcestruzzo=535.28 Staffe=492.11	0.00	Verificata	21.80
1.58	1.06E-03	-1.96E-03	-10.73	12.7Ø10	Calcestruzzo=535.65 Staffe=491.78	0.00	Verificata	21.80
2.13	1.06E-03	-1.96E-03	-10.66	12.7Ø10	Calcestruzzo=536.03 Staffe=491.46	0.00	Verificata	21.80
2.67	1.07E-03	-1.96E-03	-10.60	12.7Ø10	Calcestruzzo=536.34 Staffe=491.19	0.00	Verificata	21.80
3.21	1.07E-03	-1.96E-03	-10.55	12.7Ø10	Calcestruzzo=536.59 Staffe=490.98	0.00	Verificata	21.80
3.75	1.07E-03	-1.96E-03	-10.51	12.7Ø10	Calcestruzzo=536.84 Staffe=490.77	0.00	Verificata	21.80
4.29	1.08E-03	-1.96E-03	-10.46	12.7Ø10	Calcestruzzo=537.08 Staffe=490.57	0.00	Verificata	21.80
4.83	1.08E-03	-1.96E-03	-10.42	12.7Ø10	Calcestruzzo=537.33 Staffe=490.36	0.00	Verificata	21.80
5.38	1.09E-03	-1.96E-03	10.37	12.7Ø10	Calcestruzzo=537.58 Staffe=490.15	0.00	Verificata	21.80
5.92	1.09E-03	-1.96E-03	10.33	12.7Ø10	Calcestruzzo=537.82 Staffe=489.94	0.00	Verificata	21.80

6.46	1.09E-03	-1.96E-03	10.28	12.7Ø10	Calcestruzzo=538.07 Staffe=489.73	0.00	Verificata	21.80

CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO – TRATTO B

Diametro	0.8	m
Interasse	1	m
Lunghezza complessiva	10	m
Modulo elasticità	206000000	KN/m2
Modulo di Poisson	0.4	
Area sezione	0.64	m2
Momento d'inerzia	0.034	m4

MODELLO DI CALCOLO E SCHEMA DELLE FORZE

Carico sulla trave	1	
Posizione	0	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	2	
Posizione	0.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	3	
Posizione	1	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	4	
Posizione	1.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	5	
Posizione	2	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		

Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	6	
Posizione	2.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	7	
Posizione	3	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	8	
Posizione	3.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	9	
Posizione	4	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	10	
Posizione	4.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	11	
Posizione	5	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	12	
Posizione	5.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	13	
Posizione	6	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	14	
Posizione	6.5	m

Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	15	
Posizione	7	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	16	
Posizione	7.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	17	
Posizione	8	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	18	
Posizione	8.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	19	
Posizione	9	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	20	
Posizione	9.5	m
Forza applicata	-20	kN
Appoggio cedevole		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m
Carico sulla trave	21	
Posizione	10	m
Forza applicata	0	kN
Appoggio fisso		
Costante elastica del vincolo cedevole (ks)	0	kN/m

Sollecitazioni

Momento massimo	3.17	kNm
Momento minimo	-3.42	kNm
Taglio massimo	13.17	kN
Taglio minimo	-13.17	kN

Spostamento massimo	0.00E+00	cm
Spostamento minimo	-3.12E-08	cm

VERIFICA SEZIONE

Momento ultimo (Mu)	283.02	kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0.25	kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo (Vrcdd)	1292.85	kN
Resistenza a taglio delle staffe (Vwd)	782.44	kN

ARMATURA

Staffe	16/28	cm
Staffe	10/13	cm

ANALISI DELL'EQUILIBRIO LIMITE – BERLINESE TRATTO B

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

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

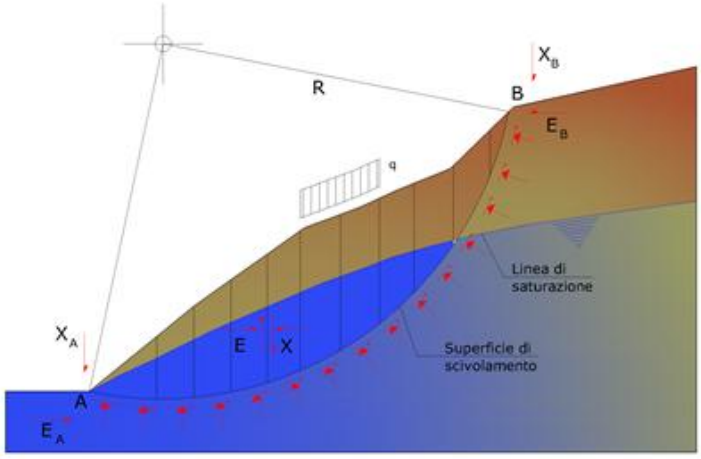
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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 (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

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



Metodo dei conci

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

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

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

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

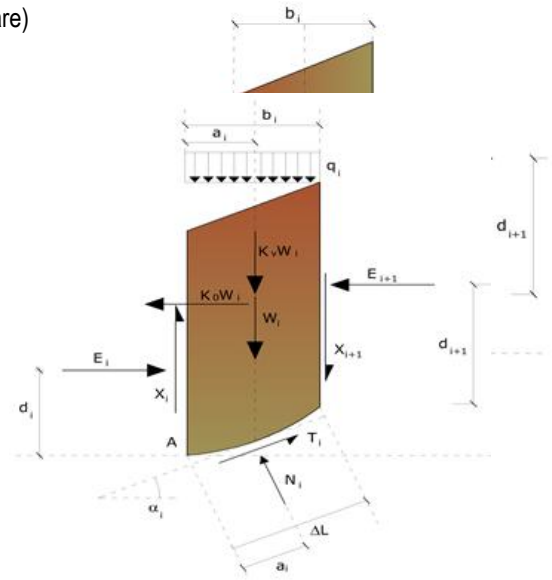
Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

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



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

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

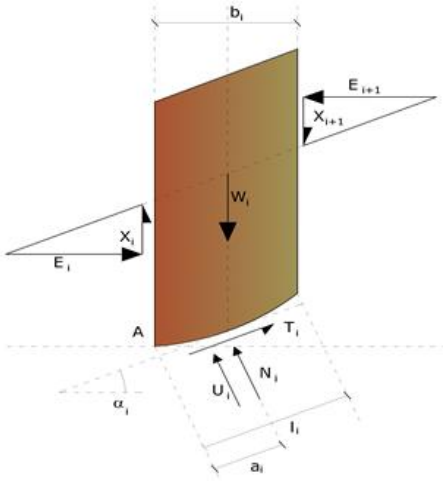
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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

Metodo di Bishop (1955)

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



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

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

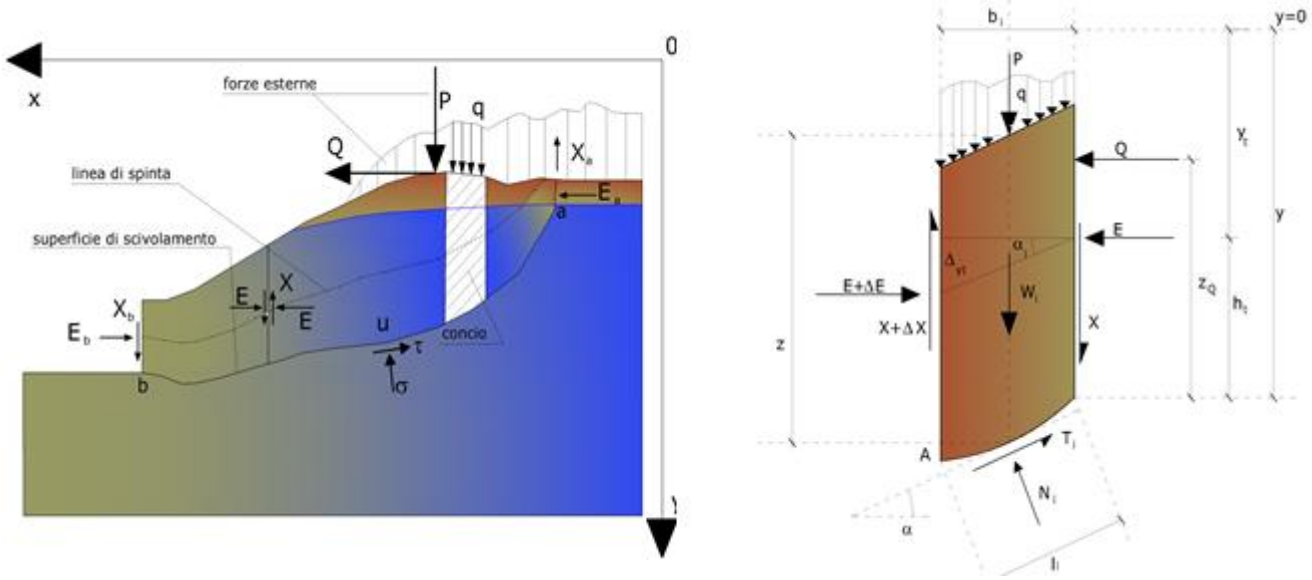
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto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

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

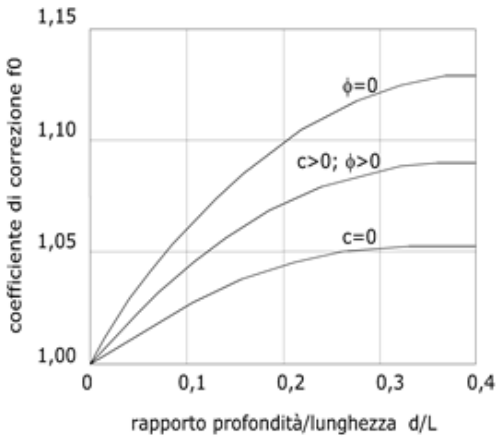


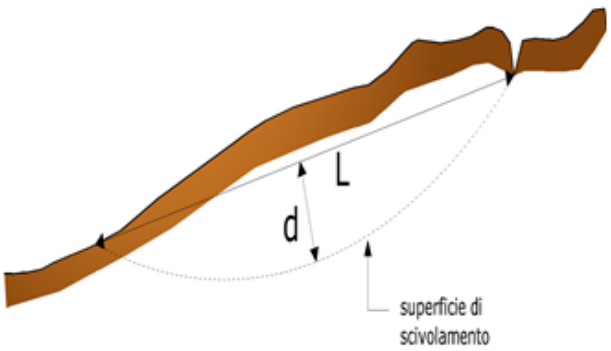
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ 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:

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

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





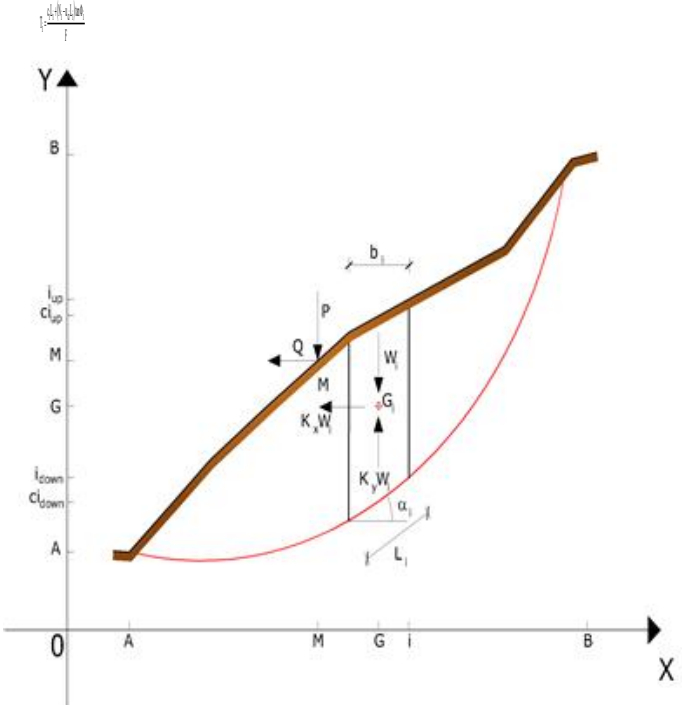
Metodo di Bell (1968)

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 s e t 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:



in cui:

F = il fattore di sicurezza;

$\mathbf{c_i}$ = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

$\mathbf{f_i}$ = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

$\mathbf{L_i}$ = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

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

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

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

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

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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Sarma (1973)

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

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

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

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

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

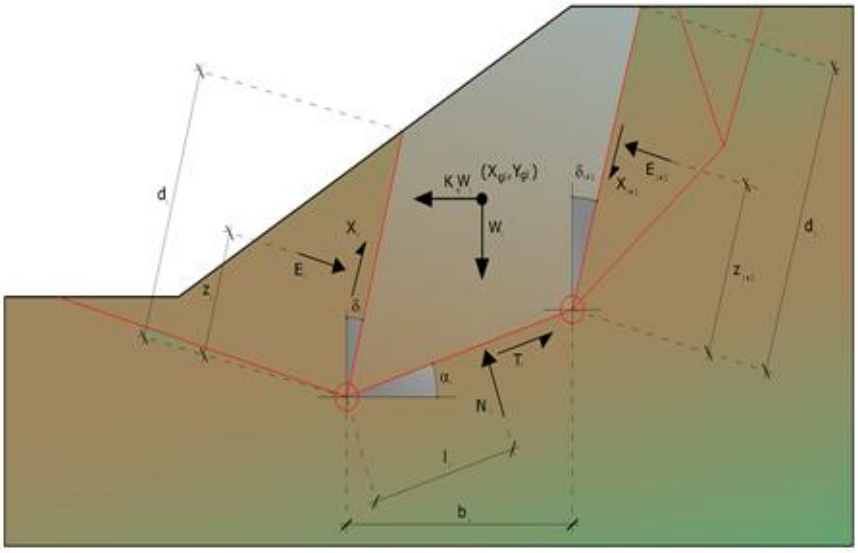
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

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

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



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

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

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

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

K=Kc **Accelerazione critica** se F=1
F=Fs **Fattore di sicurezza in condizioni statiche** se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.
E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i:

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

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

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

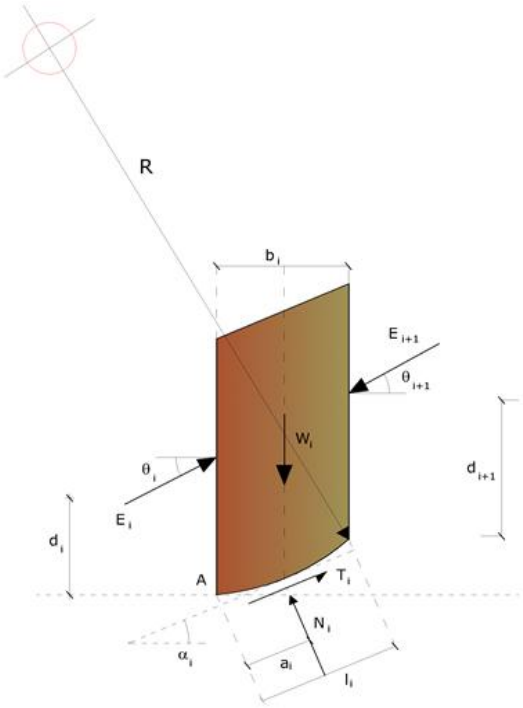
Metodo di Spencer (1967)

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 q;
2. tutti i momenti sono nulli M_i =0 con i=1…..n.

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

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



dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

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

2) $$\sum Q_i = 0$$

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

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

Metodo di Morgenstern e Price (1965)

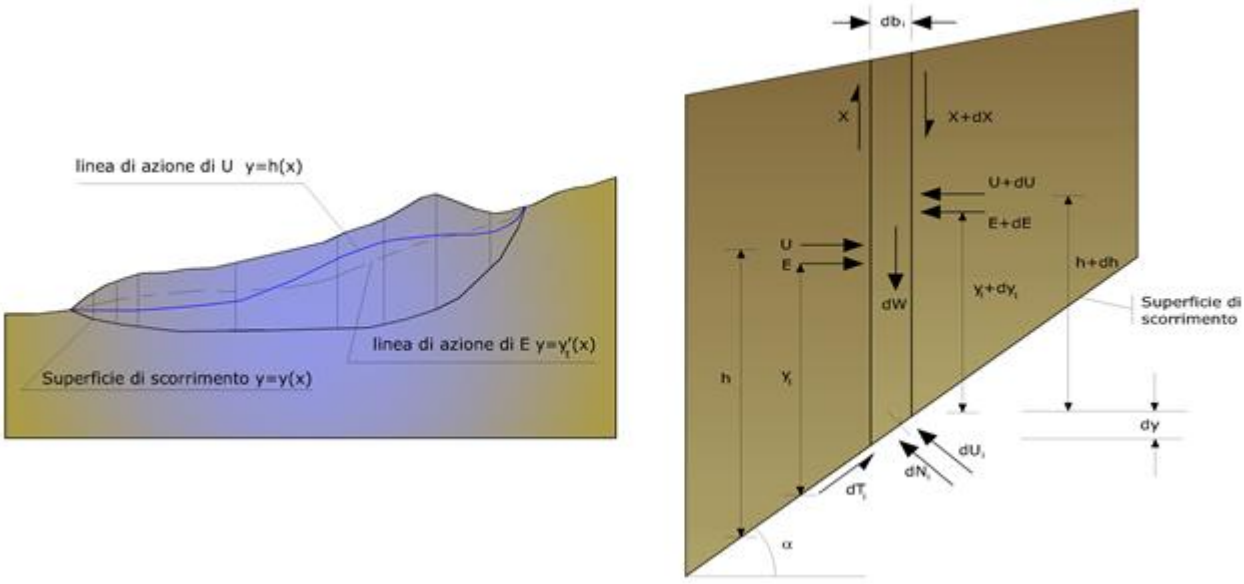
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta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

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

Si ottiene la cosiddetta "**equazione delle forze**":

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

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



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

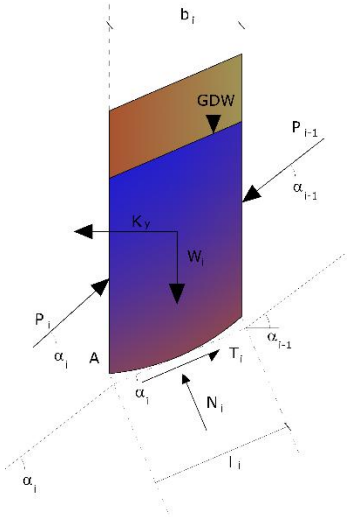
Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

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

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

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

Metodo di Zeng e Liang (2002)



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

-Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
(αi), riducendo il numero di incognite da (n-1) a (4n-1);
-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a (3n-1);

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

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

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore 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;
- $\mathbf{K_x}$ coefficiente sismico orizzontale;
- $\mathbf{K_y}$ coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

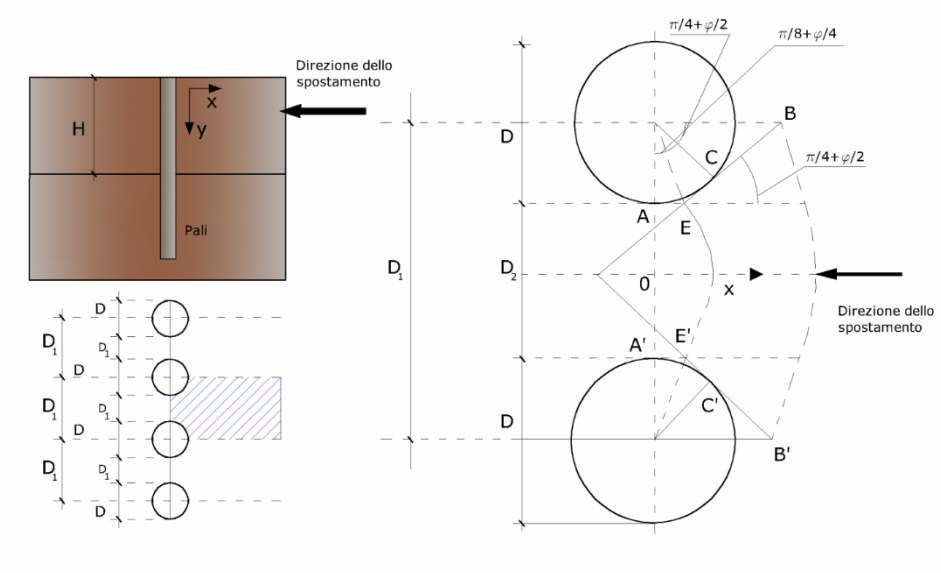
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato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

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

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

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

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



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

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

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

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

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\text{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

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

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \text{tag}(\pi/8 + \varphi/4)$$

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

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

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

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

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con φ = 0 e C ≠ 0, si ha:

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

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

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

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

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D_2 = 0 P→ ∞ e D_2 = D_1 P→ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

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

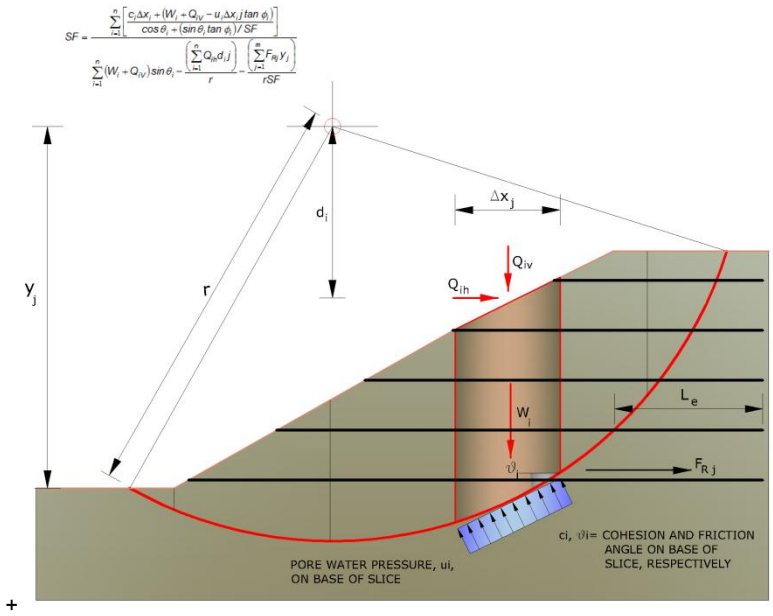
Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo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

Elemento Rinforzo

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

.

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



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

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

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

dove:

d Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

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

Ancoraggi

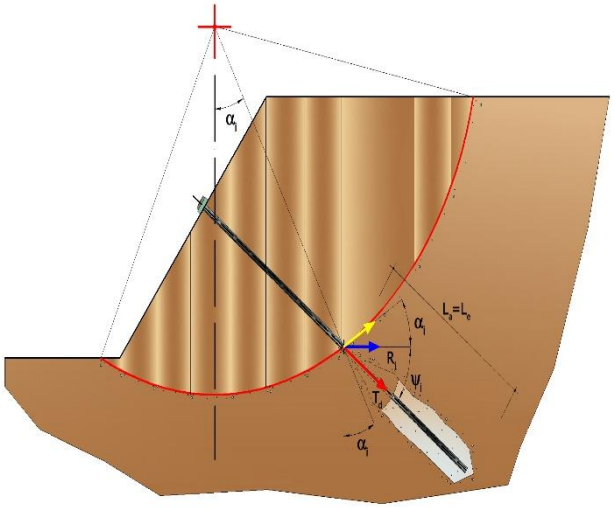
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

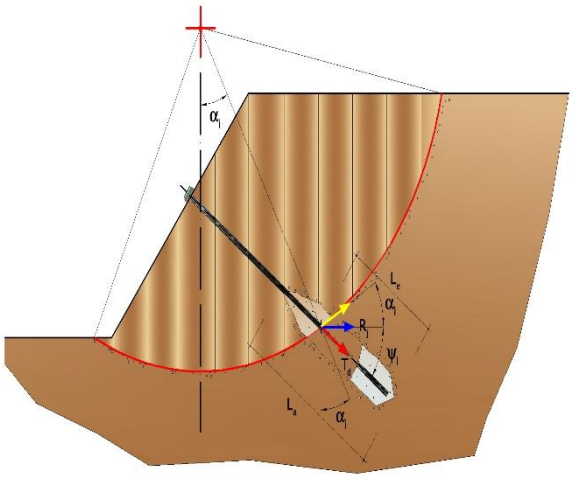
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione**: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

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

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



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

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

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

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

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

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

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

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

dove:

T_d tiro esercizio;

Y_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

Le lunghezza efficace;

La lunghezza d'ancoraggio.

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

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

==========

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.0
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	46.67 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	53.33 m

Ordinata vertice destro superiore ys	58.67 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera:

Classe d'uso:

Vita nominale: 0.0 [anni]

Vita di riferimento: 0.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

Categoria topografica:

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.V.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.C.	0.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.V.	0.0	0.0	0.0	0.0
S.L.C.	0.0	0.0	0.0	0.0

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.3569
Coefficiente azione sismica verticale	0.1785

Vertici profilo

Nr	X	y

	(m)	(m)
1	40.0	42.11
2	50.0	49.5
3	50.0	50.0
4	55.0	50.0
5	60.0	50.0

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	40.0	42.11
2	47.29	47.5
3	60.0	47.5

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25

Coesione efficace 1.25

Coesione non drenata 1.4

Riduzione parametri geotecnici terreno No

==========

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m³)	Peso unità di volume saturo (kg/m³)	Litologia	
1	0.20394		24	1937.43	2141.37	Massicciata stradale/ Riporti	
2	1.32561		40	1937.43	2141.37	Substrato arenaceo calcarenitico	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)

1	50.6	50	55	50	-0.10197

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

==========

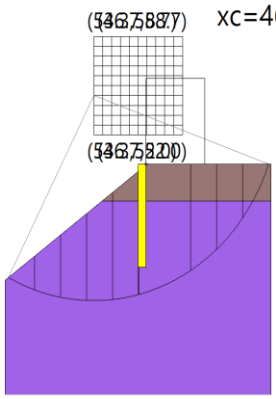
Fs minimo individuato	2.95
Ascissa centro superficie	46.67 m
Ordinata centro superficie	54.67 m
Raggio superficie	13.94 m

==========

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.

xc = 46.667 yc = 54.667 Rc = 13.945 Fs=2.952

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	1.96	-23.1	2.1	4486.72	1601.31	800.88	1.33	40.0	0.0	9636.0	11174.4
2	1.96	-14.5	2.0	12484.23	4455.62	2228.44	1.33	40.0	0.0	16118.5	12419.7
3	1.96	-6.3	2.0	19326.42	6897.6	3449.77	1.33	40.0	0.0	20938.5	13450.2
4	1.96	1.7	2.0	25102.77	8959.18	4480.84	1.33	40.0	0.0	24678.3	14371.3
5	1.93	9.8	2.0	29445.26	10509.01	5255.98	1.33	40.0	0.0	27280.6	15060.2
6	0.05	13.9	0.1	834.82	297.95	149.01	1.33	40.0	0.0	759.2	406.6
7	3.89	22.7	4.2	58509.76	20882.13	10443.99	1.33	40.0	0.0	50734.0	30320.6
8	1.96	36.4	2.4	23849.93	8512.04	4257.21	1.33	40.0	0.0	18739.3	14772.8
9	1.96	47.4	2.9	18334.65	6543.64	3272.73	1.33	40.0	0.0	11129.6	14674.7
10	1.96	61.9	4.2	8169.68	2915.76	1458.29	0.2	24.0	0.0	9910.9	3967.6



xc=46.67 yc=54.67 Rc=13.94 Fs=2.95

Massicciata stradale/ Riporti
Peso unità di volume 1937.43 kg/m^3
Peso unità di volume saturo 2141.37 kg/m^3
Angolo di resistenza a taglio 24°

Substrato arenaceo calcarenitico
Peso unità di volume 1937.43 kg/m^3
Peso unità di volume saturo 2141.37 kg/m^3
Angolo di resistenza a taglio 40°

Il Progettista