



Codice Interno Amministrazione MP 06 1021	Oggetto dell'intervento	
Programma Triennale 2012-2014 Elenco Annuale 2012	REALIZZAZIONE DI UN PARCHEGGIO E DI INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA'	
CUP F81I11000480003		
Direttore del Dipartimento Responsabile del Procedimento Ing. Giampiero Orsini 		
Progettista Arch. Silvia Gaddini  	Oggetto dell'intervento COMUNE DI ROMA- SANTA MARIA DELLA PIETA'	
Collaboratori alla progettazione Ing. Andrea Girolomini Ing. Renzo Liburdi Geol. Sandro Loretelli Geom. Fabio Rocca	Livello di definizione progettuale PROGETTO ESECUTIVO	
		
Tavola RS	Descrizione dell'elaborato Relazione calcolo strutture	
Ing. Renzo Liburdi 	Scala di rappresentazione	Data di emissione 14 settembre 2018 rev. 10 luglio 2019
Posizione file:		

RELAZIONE STRUTTURALE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La pensilina è situata nell'ambito del nuovo parcheggio, nel complesso di Santa Maria della Pietà. La struttura della tettoia è costituita da una fondazione in c.a., che sostiene la pensilina prefabbricata in acciaio zincato e polycarbonato.

La pensilina prefabbricata sarà certificata per prestazioni secondo quanto previsto nel D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), in particolare per resistenza, affidabilità e durata nel tempo, con Dichiarazione di Prestazione e Marcatura CE, conformi al Regolamento UE 305/2011.

In seguito, sono anche descritte le fondazioni dei cancelli, sia pedonali, sia carrabili.

La rampa del percorso pedonale, lunga circa m. 40, è realizzato mediante terra rinforzata, con le caratteristiche descritte successivamente.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica delle strutture sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in osservanza delle normative vigenti e precisamente:

- **Legge 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **D.M. 17 GENNAIO 2018:** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617:** Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

3. MATERIALI

3.1. Calcestruzzo

Calcestruzzo C25/30 o superiore, classe di esposizione XA1, Dmax inerte pari a 32 mm, classe di consistenza S4.

- $R_{ck} = 300 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza cubica caratteristica a compressione)
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 300 \approx 250 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza cilindrica caratteristica a compressione)
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{250}{1.5} = 141 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza di calcolo a compressione)
- $f'_{cd} = 0.80 \cdot f_{cd} = 0.80 \cdot 141 = 113 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza di calcolo a compressione per sp. <50mm)
- $f_{ctm} = 0.3 \cdot 25^{2/3} = 2.56 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 2.56}{1.5} = 1.2 \frac{N}{mm^2}$
 $f_{ctd} = 12 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza di calcolo a trazione assiale)
- $f_{cfd} = \frac{f_{cfk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot (1.2 \cdot f_{ctm})}{1.5} = \frac{0.7 \cdot (1.2 \cdot 2.56)}{1.5} = 1.4 \frac{N}{mm^2}$
 $f_{cfd} = 14 \frac{daN}{cm^2}$ (resistenza di calcolo a trazione per flessione)
- $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2.25 \cdot f_{cfk}}{\gamma_c} = \frac{2.25 \cdot 1.79}{1.5} = 2.7 \frac{N}{mm^2}$
 $f_{bd} = 27 \frac{daN}{cm^2}$ (tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo)
- $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 31475 \frac{N}{mm^2}$
 $E_{cm} = 314750 \frac{daN}{cm^2}$ (modulo elastico longitudinale)
- $m=0$ (cls fessurato)
 $m=0.2$ (cls non fessurato) (coefficiente di Poisson)
- $\alpha=10 \times 10^{-6}$ (coefficiente di dilatazione termica)

Per il magrone sarà utilizzato calcestruzzo di classe C12/15.

3.2. Acciaio per cemento armato

Acciaio in barre: B450C (FeB44k) controllato in stabilimento.

$E = 2.060.000 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yk} = 4.500 \text{ daN/cm}^2$

3.3. Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per carpenteria: S275J0 (Fe 430 grado C)

- $f_{yk} = 2750 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (t \leq 40\text{mm})$ *(resistenza caratteristica a trazione)*
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2750}{1.05} = 2619 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ *(resistenza di calcolo delle sezioni di classe 1-2-3-4)*
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{2750}{1.05} = 2619 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ *(resistenza all'instabilità delle membrature)*
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{2750}{1.25} = 2200 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ *(resistenza delle sezioni tese indebolite dai fori)*
- $E = 2100000 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ *(modulo elastico longitudinale)*
- $\nu = 0.3$ *(coefficiente di Poisson)*
- $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ *(coefficiente di dilatazione termica)*

Giunzioni bullonate ad alta resistenza:

- viti classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1 : 2001)
- dadi classe 8 (UNI EN 20898-2 : 1994)
- rosette acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40 (UNI EN 10083-2 :2006)
- piastrine acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40 (UNI EN 10083-2 :2006).

4. AZIONI SULLE STRUTTURE

In accordo con le sopra citate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili
- azione sismica
- azione del vento
- azione della neve.

I carichi in base ai quali sono state calcolate le varie parti delle strutture delle opere in oggetto sono quelli indicati dal D.M. 17 GENNAIO 2018 (*Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*).

4.1. Vita nominale e Classe d'uso

In riferimento ai punti 2.4.1, 2.4.2 e 2.4.3 del D.M. 17/01/18, per la struttura in oggetto si prevede:

- Vita nominale: VN= 50 anni
- Classe d'uso: Classe II CU=1,0
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche VR= 1,0 * 50 = 50 anni.

4.2. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

4.3. Pesi propri dei materiali strutturali

Tenuti presenti i pesi dei principali materiali strutturali di cui alla Tabella 3.1.I del predetto D.M. 17/01/18, si precisa che quali pesi propri strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA G1

Terreno 1,8 t/m³

Cemento armato 2,5 t/m³

Acciaio 7,85 t/m³

4.4. Carichi permanente non strutturali

Tenuto presente quanto indicato al paragrafo 3.1.3 del predetto D.M. 17/01/18, si precisa che quali carichi permanenti non strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA G2 Copertura in polycarbonato e acciaio 50 kg/m²

4.5. Sovraccarichi

I sovraccarichi, secondo quanto indicato dal D.M. 17 GENNAIO 2018, sono quelli previsti per la categoria C3:

- Carico ripartito $q_k = 500 \text{ kg/m}^2$
- Carichi verticali concentrati $Q_k = 500 \text{ kg}$
- Carichi orizzontali concentrati $H_k = 300 \text{ kg/m}$, ad quota 1,2 m da terra.

4.6. Azione sismica

I parametri sismici del sito, secondo quanto indicato dal D.M. 17 GENNAIO 2018, sono i seguenti:

Stato Limite	Tr (anni)	Ag (g)	F0	Tc' (s)
Operatività (SLO)	45	0,045	2,545	0,265
Danno (SLD)	75	0,053	2,575	0,280
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,099	2,762	0,334
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,117	2,815	0,351

4.7. Azione del vento

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto indicato dal D.M. 17 GENNAIO 2018:

- Velocità di riferimento $V_r = 27 \text{ m/s}$ per altitudine fino a 500 m
- Coefficiente per periodo di riferimento di 75 anni $V_r (T_r) = 27,63 \text{ m/s}$
- Pressione cinetica di riferimento $Q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27,63^2 = 477 \text{ N/m}^2 = 50 \text{ kg/m}^2 \text{ ca.}$
- Categoria di esposizione del sito = II
- Coefficiente di topografia $c_t = 1$
- Coefficiente di esposizione $c_e = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(4/0,05) \cdot (7 + 1 \cdot \ln(4/0,05)) = 1,801$

L'espressione utilizzata per il relativo calcolo è la seguente:

pressione del vento $p = Q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$, con $c_d = 1$, $Q_r \cdot c_e = 90 \text{ kg/m}^2$

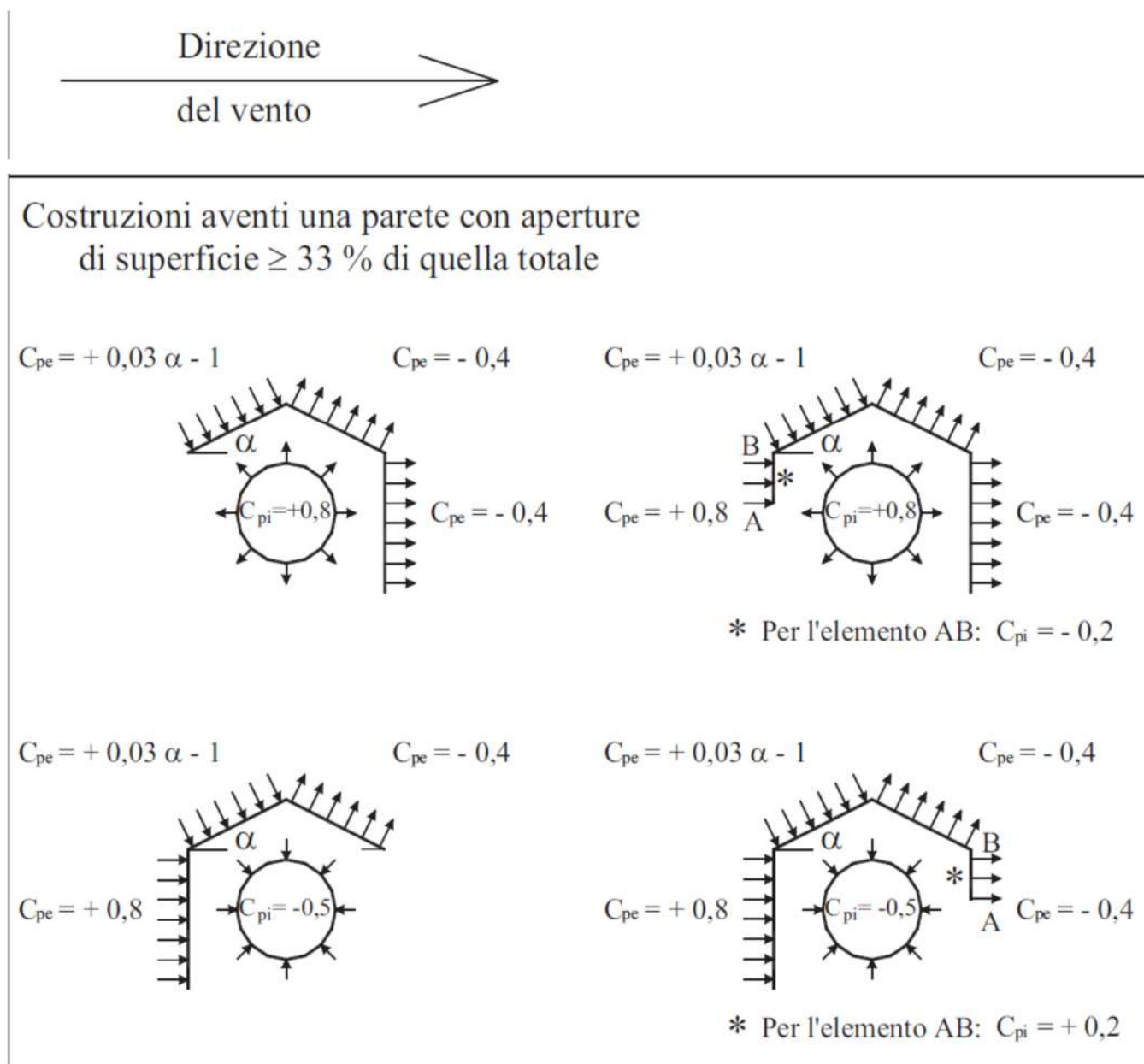


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

4.8. Azione della neve

Il carico neve è stato calcolato secondo quanto indicato dal D.M. 17 GENNAIO 2018:

- carico neve sulla copertura $Q_{sk} = 60 \text{ kg/m}^2$
- coefficiente di esposizione $C_e = 1,1$
- coefficiente termico $C_t = 1$
- coefficiente di forma $\mu_1 = 1,6$ (a favore di sicurezza)
- coefficiente di forma $\mu_3 = 2$ (a favore di sicurezza)

L'espressione utilizzata per il relativo calcolo è la seguente:

$$Q_s = \mu \cdot Q_{sk} \cdot c_e,$$

con $Q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 66 \text{ kg/m}^2$ e μ come da figura

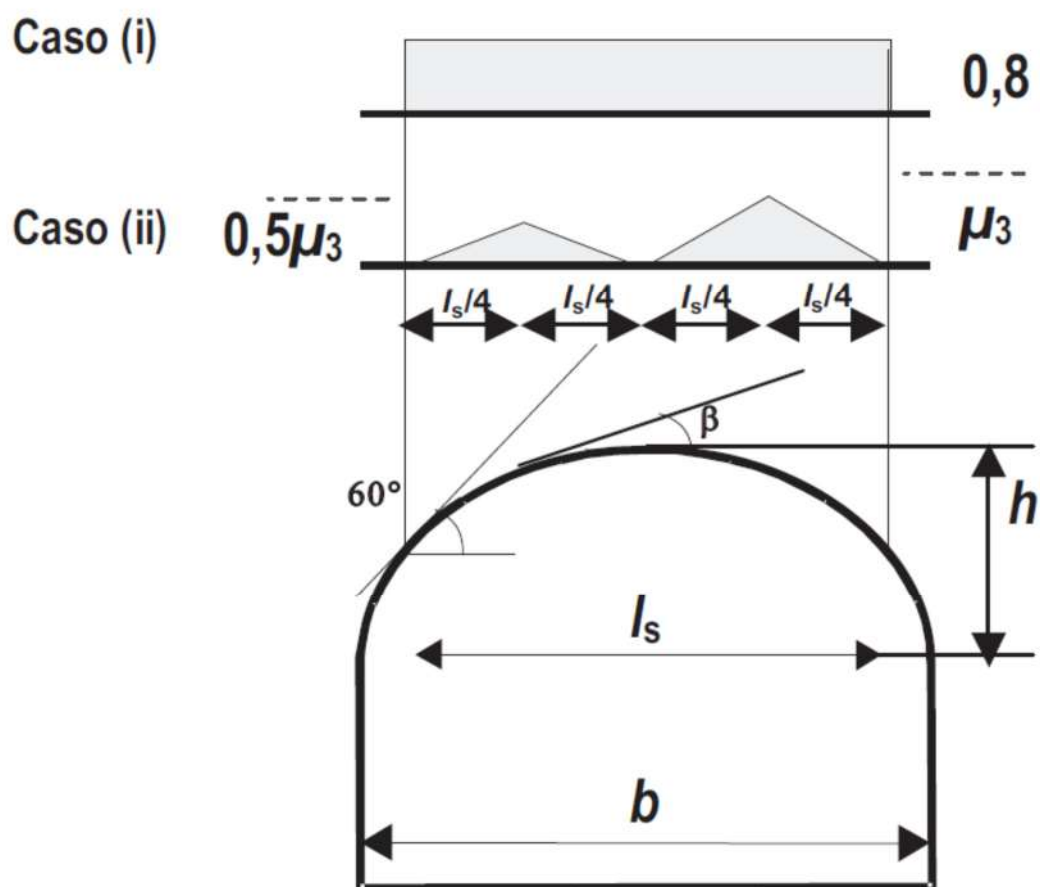


Figura C3.4.3 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture cilindriche

5. OPERE DI FONDAZIONE

5.1. Caratteristiche terreno

Per il calcolo, si assumono:

$$c' = 0 \quad \phi' = 30^\circ$$

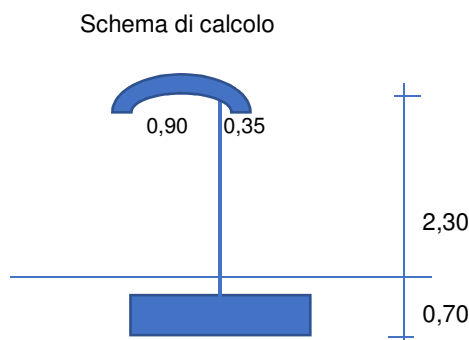
5.2.1 Verifica della fondazione della pensilina - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La fondazione della pensilina è costituita da una base in c.a., posta a profondità di almeno $z = 0,70$ m (ed in ogni caso al di sotto del terreno di riporto), avente le seguenti dimensioni:

$$B = 1,70 \text{ m}$$

$$L = 6,00 \text{ m}$$

$$H = 0,40 \text{ m}$$



Prospetto delle azioni agenti alla base della pensilina:

	N (t)	M ortog (t m)	T orizz (t)
G1 - Peso proprio	0,817	0,079	0,000
Sisma	0,000	0,490	0,315
Vento	-0,621	2,742	1,143
Neve	0,397	0,179	0,000
Folla	2,875	0,791	0,000
Spinta or.	0,000	1,380	1,380

Prospetto delle azioni alla base della fondazione, per le varie combinazioni di carico:

	N (t)	M_ortog (t m)	T_hor (t)	T / N	eccentr (m)
Comb_01	13,766	8,897	3,163	0,230	0,646
Comb_02	10,644	2,915	1,001	0,094	0,274
Comb_03	11,255	0,897	0,315	0,028	0,080
Comb_04	12,742	2,672	1,143	0,090	0,210
Comb_05	12,742	1,264	0,315	0,025	0,099
Comb_06	11,017	2,198	1,143	0,104	0,199
Comb_07	14,224	7,384	2,649	0,186	0,519
Comb_08	15,339	7,659	2,649	0,173	0,499
Comb_09	14,045	8,359	3,270	0,233	0,595
Comb_10	13,349	8,710	3,163	0,237	0,652
Comb_11	10,609	7,341	3,270	0,308	0,692
Comb_12	13,383	8,148	3,270	0,244	0,609
Comb_13	13,104	8,686	3,163	0,241	0,663

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico n. 11, la più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 10,609 \text{ t} \\ M &= 7,341 \text{ t m} \\ H &= 3,270 \text{ t} \\ e N &= 0,692 \text{ m} \end{aligned}$$

La fondazione risulta agire su una superficie ridotta,

$$\begin{aligned} \text{Dist.risult.-bordo} &= 0,158 \text{ m} \\ B \text{ eff.} &= 0,474 \text{ m} \end{aligned}$$

La tensione di progetto sul terreno risulta quindi pari a

$$q_d = 5,594 \text{ t / m}^2,$$

che è minore della $q_{lim R} = 5,753 \text{ t / m}^2$.

N.B.: lo schema di calcolo adottato per la fondazione è valido anche per una pensilina avente dimensioni massime indicate e con ancoraggio a terra di diverso tipo, purché il baricentro del sistema di ancoraggio venga posto in corrispondenza del baricentro della pianta della fondazione.

5.2.2 Verifica della fondazione della pensilina - SLU collasso per scorrimento sul piano di posa

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico n. 11, la più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 10,609 \text{ t} \\ M &= 7,341 \text{ t m} \\ H &= 3,270 \text{ t} \end{aligned}$$

La forza di scorrimento agente è quindi:

$$H_d = 3,270 \text{ t},$$

che è minore della corrispondente resistenza di progetto

$$R_d = 5,568 \text{ t}.$$

5.2.3 Verifica della fondazione della pensilina - SLE stato limite di fessurazione

In aderenza a quanto stabilito nelle NTC18, al punto 4.1.2.2.4 e seguenti, si effettua la verifica della apertura delle fessure. Si ipotizza un ambiente moderatamente aggressivo e armatura poco sensibile alla corrosione (acciai ordinari).

Modulo elastico acciaio	Es =	2.100.000	kg/cm2			
Caratteristiche calcestruzzo	Rck =	300	kg/cm2	fck =	249,0	kg/cm2
Resistenza a trazione cls	fctm =	25,6	kg/cm2	=		
				Sigma1		
Momento agente su un tratto di un metro	M =	207.970	kg cm			
Armatura presente	As =	6,79	cm2	ø =	1,2	cm
				Nferri	6	
Larghezza efficace	b eff =	100	cm	s invert =	0,0	cm
Altezza efficace	d eff =	13,0	cm	coprif =	4,0	cm
Area efficace	A eff,c =	1300,0	cm2	s intoriz =	16,7	cm
Percentuale di armatura	rho k =	0,5220%				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15				
Caratteristiche della sezione	h =	36	cm	H =	40	cm
Asse neutro	y AN =	7,60	cm			
Bordo della zona efficace	d S2 =	19,40	cm			
Tensione al bordo della zona efficace	Sigma2 =	15,3	kg/cm2			
Coefficiente per il tipo di barre	k2 =	0,4		barre ad aderenza migliorata		
Coefficiente legato allo stato tensionale	k3 =	0,200				
Distanza media tra le fessure	Delta sm	29,71	cm			
Momento di inerzia della sez. parzializz.	Ix =	96.730	cm4			
Tensione nel cls (compressione)	Sc =	16,3	kg/cm2			
Tensione nell'acciaio (trazione)	Ss =	915,8	kg/cm2			
Momento di inerzia della sezione intera	I tot =	533.333	cm4			
Modulo di resistenza inferiore sez. intera	w inf =	26.667	cm3			
Momento di fessurazione	M fess =	682.165	kg cm			
Tensione nell'acciaio	Ss,tc =	544,8	kg/cm2			
Deformazione media	eps sm =	0,0282%				
Valore medio di apertura delle fessure	wm =	0,0084	cm			
Valore caratteristico di apertura fessure	wk =	0,0142	cm			

Poiché wk < 0,02 cm, la verifica è soddisfatta.

A favore di sicurezza, si utilizzeranno 5 barre Ø 14 (As = 7,70 cm2) a metro.

5.2.4 Verifica dei montanti della pensilina

Per il calcolo, si assume che la pensilina abbia in tutto 4 montanti.

Prospetto delle azioni agenti alla base di un montante:

	N (kg)	M (kg cm)	T (kg)
G1 - Peso proprio	204,1	1.977	0,0
G2 - Permanente	0,0	0	0,0
Sisma	0,0	16.195	78,8
Vento	-155,3	82.841	285,7
Neve	99,4	4.471	0,0
Folla	0,0	0	0,0
Spinta or.	0,0	51.750	345,0

Prospetto delle azioni agenti alla base del montante, per le varie combinazioni di carico

	N (kg)	M (kg cm)	T (kg)
Comb_01	136,8	185.864	790,7
Comb_02	111,0	67.877	250,2
Comb_03	263,7	20.855	78,8
Comb_04	204,1	49.222	285,8
Comb_05	204,1	18.172	78,8
Comb_06	204,1	49.222	285,8
Comb_07	251,4	150.597	662,2
Comb_08	206,7	148.585	662,2
Comb_09	206,7	171.873	817,4
Comb_10	32,5	181.169	790,7
Comb_11	102,4	167.178	817,4
Comb_12	265,4	80.195	517,5
Comb_13	32,5	126.832	428,5

Le azioni agenti alla base dei montanti, nella combinazione di carico n. 1, la più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$N = 136,8 \text{ kg}$$

$$M = 185.864 \text{ kg cm}$$

$$T = 790,7 \text{ kg}$$

Si utilizza profilato formato a caldo EN 10210 avente sezione rettangolare cava 120x60 con spessore 10 mm, con le seguenti caratteristiche:

$$\text{Area} = 30,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area a taglio} = 15,5 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 80,9 \text{ cm}^3$$

ottenendo una sollecitazione mista pari a $\text{Sigma id. max} = \text{radq}(\text{sigma}_z^2 + 3 \text{ Tau}^2) = 2.302,2 \text{ kg / cm}^2$, inferiore a f_{yd} (pari a $2.619,0 \text{ kg / cm}^2$).

5.3.1 Verifica della fondazione del cancello di entrata/uscita rotatoria - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La fondazione del cancello adiacente alla rotatoria è costituita da una base in c.a., posta a profondità di almeno $z = 0,80$ m (ed in ogni caso al di sotto del terreno di riporto), avente le seguenti dimensioni:

$B = 2,00$ m

$L = 8,40$ m

$H = 0,50$ m

Prospetto delle azioni agenti alla base del cancello:

	N (t)	M_ortog (t m)	T_hor (t)
G1 - Peso proprio	1,043	0,000	0,000
Sisma	0,000	0,594	0,342
Vento	0,000	2,298	1,642
Spinta or.	0,000	3,648	2,280

Prospetto delle azioni alla base della fondazione, per le varie combinazioni di carico:

	N (t)	M_ortog (t m)	T (t)	T / N	Eccentr. (m)
Comb_01	22,355	11,1629	4,856	0,217	0,499
Comb_02	22,043	3,0344	1,327	0,060	0,138
Comb_03	22,043	0,8674	0,342	0,016	0,039
Comb_04	22,043	4,1506	1,710	0,078	0,188
Comb_05	22,043	0,8674	0,342	0,016	0,039
Comb_06	22,043	4,1506	1,710	0,078	0,188
Comb_07	22,355	9,5377	4,118	0,184	0,427
Comb_08	22,355	9,5377	4,118	0,184	0,427
Comb_09	22,355	12,0001	5,144	0,230	0,537
Comb_10	22,355	11,1629	4,856	0,217	0,499
Comb_11	22,355	12,0001	5,144	0,230	0,537
Comb_12	22,355	8,2080	3,420	0,153	0,367
Comb_13	22,355	5,4173	2,462	0,110	0,242

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$N = 22,355$ t
 $M = 12,0001$ t m
 $H = 5,144$ t
e $N = 0,537$ m

La fondazione risulta agire su una superficie ridotta,

Dist.risult.-bordo $0,463$ m
B eff. $1,390$ m

La tensione di progetto sul terreno risulta quindi pari a $q_d = 2,873$ t / m²,

che è minore della $q_{lim R} = 5,452$ t / m².

5.3.2 Verifica della fondazione del cancello di entrata/uscita rotatoria - SLU collasso per scorrimento sul piano di posa

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 22,355 \text{ t} \\ M &= 12,0001 \text{ t m} \\ H &= 5,144 \text{ t} \end{aligned}$$

La forza di scorrimento agente è quindi:

$$H_d = 5,144 \text{ t},$$

che è minore della corrispondente resistenza di progetto

$$R_d = 9,387 \text{ t}.$$

5.3.3 Verifica della fondazione del cancello di entrata/uscita rotatoria - SLE stato limite di fessurazione

In aderenza a quanto stabilito nelle NTC18, al punto 4.1.2.2.4 e seguenti, si effettua la verifica della apertura delle fessure. Si ipotizza un ambiente moderatamente aggressivo e armatura poco sensibile alla corrosione (acciai ordinari).

Modulo elastico acciaio	Es =	2.100.000	kg/cm2			
Caratteristiche calcestruzzo	Rck =	300	kg/cm2	fck =	249,0	kg/cm2
Resistenza a trazione cls	fctm =	25,6	kg/cm2	=		
				Sigma1		
Momento agente su un tratto di un metro	M =	300.003	kg cm			
Armatura presente	As =	7,70	cm2	ø =	1,4	cm
				Nferri	5	
Larghezza efficace	b eff =	100	cm	s invert =	0,0	cm
Altezza efficace	d eff =	14,5	cm	coprif =	4,0	cm
Area efficace	A eff,c =	1450,0	cm2	s intoriz =	20,0	cm
Percentuale di armatura	rho k =	0,5308%				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15				
Caratteristiche della sezione	h =	46	cm	H =	50	cm
Asse neutro	y AN =	9,22	cm			
Bordo della zona efficace	d S2 =	26,28	cm			
Tensione al bordo della zona efficace	Sigma2 =	16,5	kg/cm2			
Coefficiente per il tipo di barre	k2 =	0,4		barre ad aderenza migliorata		
Coefficiente legato allo stato tensionale	k3 =	0,206				
Distanza media tra le fessure	Delta sm	33,69	cm			
Momento di inerzia della sez. parzializz.	Ix =	182.308	cm4			
Tensione nel cls (compressione)	Sc =	15,2	kg/cm2			
Tensione nell'acciaio (trazione)	Ss =	908,0	kg/cm2			
Momento di inerzia della sezione intera	I tot =	1.041.667	cm4			
Modulo di resistenza inferiore sez. intera	w inf =	41.667	cm3			
Momento di fessurazione	M fess =	1.065.883	kg cm			
Tensione nell'acciaio	Ss,tc =	564,6	kg/cm2			
Deformazione media	eps sm =	0,0265%				
Valore medio di apertura delle fessure	wm =	0,0089	cm			
Valore caratteristico di apertura fessure	wk =	0,0152	cm			

Poiché wk < 0,02 cm, la verifica è soddisfatta.

5.4.1 Verifica della fondazione del cancello di entrata Via Sebastiano Vinci (senso unico) - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e SLU collasso per scorrimento sul piano di posa

La fondazione del cancello adiacente alla rotatoria è costituita da una base in c.a., posta a profondità di almeno $z = 0,80$ m (ed in ogni caso al di sotto del terreno di riporto), avente le seguenti dimensioni:

$$B = 2,00 \text{ m} \quad L = 7,80 \text{ m} \quad H = 0,50 \text{ m}$$

I calcoli sono omessi, in quanto del tutto simili a quelli della verifica precedente.

5.5.1 Verifica della fondazione del cancello pedonale della rampa per accesso agevolato - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La fondazione del cancello adiacente alla rotatoria è costituita da una base in c.a., posta a profondità di almeno $z = 0,80$ m (ed in ogni caso al di sotto del terreno di riporto); per il calcolo si considera la porzione (a favore di sicurezza) avente le seguenti dimensioni:

$$B = 1,70 \text{ m}$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 5,451 && t \\ M &= 3,0636 && t \cdot m \\ H &= 1,218 && t \\ e N &= 0,562 && m \end{aligned}$$

La fondazione risulta agire su una superficie ridotta,

$$\begin{aligned} \text{Dist.risult.-bordo} &= 0,288 && m \\ B \text{ eff.} &= 0,864 && m \end{aligned}$$

La tensione di progetto sul terreno risulta quindi pari a

$$q_d = 3,944 \text{ t} / \text{m}^2,$$

che è minore della $q_{lim R} = 4,175 \text{ t} / \text{m}^2$.

5.5.2 Verifica della fondazione del cancello pedonale della rampa per accesso agevolato - SLU collasso per scorrimento sul piano di posa

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 5,451 && t \\ M &= 3,0636 && t \cdot m \\ H &= 1,218 && t \end{aligned}$$

La forza di scorrimento agente è quindi:

$$H_d = 1,218 \text{ t},$$

che è minore della corrispondente resistenza di progetto

$$R_d = 2,108 \text{ t}.$$

5.6.1 Verifica della fondazione del cancello pedonale della scala - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La fondazione del cancello pedonale adiacente alla scala è costituita da una base in c.a., posta a profondità di almeno $z = 0,80$ m (ed in ogni caso al di sotto del terreno di riporto), avente le seguenti dimensioni:

$$B = 1,40 \text{ m}$$

$$L = 3,85 \text{ m}$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$N = 5,067 \text{ t}$$

$$M = 3,0271 \text{ t m}$$

$$H = 1,489 \text{ t}$$

$$e_N = 0,597 \text{ m}$$

La fondazione risulta agire su una superficie ridotta,

$$\text{Dist.risult.-bordo} = 0,116 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff.}} = 0,348 \text{ m}$$

La tensione di progetto sul terreno risulta quindi pari a

$$q_d = 6,413 \text{ t / m}^2,$$

che è minore della $q_{\text{lim R}} = 6,425 \text{ t / m}^2$.

5.6.2 Verifica della fondazione del cancello pedonale della scala - SLU collasso per scorrimento sul piano di posa

Le azioni agenti sul piano di fondazione, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$N = 5,067 \text{ t}$$

$$M = 3,0271 \text{ t m}$$

$$H = 1,489 \text{ t}$$

La forza di scorrimento agente è quindi:

$$H_d = 1,489 \text{ t},$$

che è minore della corrispondente resistenza di progetto

$$R_d = 2,660 \text{ t}.$$

5.7.1 Verifica piastre di ancoraggio e tirafondi

TIPO A – Anta fino a 3,00 m

Prospetto delle azioni agenti alla base del montante

	N (kg)	M (kg m)	T_hor (kg)
G1 - Peso proprio	391,4	45.803	0,0
Sisma	0,0	26.593	153,4
Vento	0,0	114.156	815,4
Spinta or.	0,0	141.600	885,0

Prospetto delle azioni agenti alla base del montante, per le varie combinazioni di carico

	N (kg)	M (kg m)	T (kg)
Comb_01	508,8	379.457	2.152,4
Comb_02	391,4	140.890	642,7
Comb_03	391,4	72.396	153,4
Comb_04	391,4	157.356	684,4
Comb_05	391,4	72.396	153,4
Comb_06	391,4	157.356	684,4
Comb_07	508,8	328.087	1.785,4
Comb_08	508,8	328.087	1.785,4
Comb_09	508,8	391.807	2.183,7
Comb_10	508,8	379.457	2.152,4
Comb_11	508,8	391.807	2.183,7
Comb_12	508,8	271.943	1.327,5
Comb_13	508,8	230.777	1.223,1

Le azioni agenti sul piano di posizionamento delle piastre, nella combinazione di carico n. 9, la più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$N = 508,8 \text{ kg}$$

$$M = 391.807 \text{ kg cm}$$

$$T = 2.183,7 \text{ kg}$$

Si utilizza una piastra 300x300, spessore 40 mm, acciaio Fe 430 C:

il momento massimo teorico sulla piastra = $f_{cd} \cdot 30 \cdot (15-6)^2 / 2 = 171.315 \text{ kg cm}$

è minore del momento resistente massimo = $f_{yd} \cdot 30 \cdot 4,0^2 / 6 = 209.524 \text{ kg cm}$.

Si utilizzano come tirafondi 4 barre filettate M16 di acciaio ad alta resistenza classe 8.8:

$$f_{yd} = 5.120,0 \text{ kg / cm}^2$$

$$A \text{ (2 tirafondi)} = 3,14 \text{ cm}^2$$

posizione asse neutro $y_c = 4,90 \text{ cm}$

$$M_{res} = 444.559 \text{ kg cm} > M_{max}$$

TIPO B e C – Anta fino a 1,70 m

Prospetto delle azioni agenti alla base del montante

	N (kg)	M (kg m)	T_hor (kg)
G1 - Peso proprio	270,4	17.053	0,0
Sisma	0,0	12.680	73,2
Vento	0,0	54.432	388,8
Spinta or.	0,0	86.400	540,0

Prospetto delle azioni agenti alla base del montante, per le varie combinazioni di carico

	N (kg)	M_ortog (kg cm)	T (kg)
Comb_01	351,5	194.536	1.150,2
Comb_02	270,4	62.392	306,4
Comb_03	270,4	29.733	73,2
Comb_04	270,4	81.573	397,2
Comb_05	270,4	29.733	73,2
Comb_06	270,4	81.573	397,2
Comb_07	351,5	170.042	975,2
Comb_08	351,5	170.042	975,2
Comb_09	351,5	208.922	1.218,2
Comb_10	351,5	194.536	1.150,2
Comb_11	351,5	208.922	1.218,2
Comb_12	351,5	151.768	810,0
Comb_13	351,5	103.816	583,2

Le azioni agenti sul piano di posizionamento delle piastre, nella combinazione di carico n. 9, la più sfavorevole per questa verifica, sono le seguenti:

$$N = 351,5 \text{ kg}$$

$$M = 208.922 \text{ kg cm}$$

$$T = 1.218,2 \text{ kg}$$

Si utilizza una piastra 260x220, spessore 34 mm, acciaio Fe 430 C:

il momento massimo teorico sulla piastra = $fcd \cdot 30 \cdot (15-6)^2 / 2 = 75.999 \text{ kg cm}$

è minore del momento resistente massimo = $f_y d \cdot 30 \cdot 4,0^2 / 6 = 111.013 \text{ kg cm}$.

Si utilizzano come tirafondi 4 barre filettate M16 di acciaio ad alta resistenza classe 8.8:

$$f_y d = 5.120,0 \text{ kg / cm}^2$$

$$A \text{ (2 tirafondi)} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{posizione asse neutro } y_c = 5,60 \text{ cm}$$

$$M_{res} = 307.885 \text{ kg cm} > M_{max}$$

5.7.2 Verifica montanti

I montanti saranno collegati alle rispettive piastre mediante saldature a piena penetrazione, realizzate secondo la normativa vigente.

TIPO A – Anta fino a 3,00 m

Le azioni agenti alla base dei montanti, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica (cfr. 5.7.1), sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 508,8 \text{ kg} \\ M &= 391.807 \text{ kg cm} \\ T &= 2.183,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Si utilizza profilato formato a caldo EN 10210 avente sezione quadrata cava 120x120 con spessore 12,5 mm, con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 52,1 \text{ cm}^2 \\ \text{Area a taglio} &= 26,1 \text{ cm}^2 \\ W_x &= 163,0 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

ottenendo una sollecitazione mista pari a $\text{Sigma id. max} = \text{radq}(\text{sigma_z}^2 + 3 \text{ Tau}^2) = 2.414,9 \text{ kg / cm}^2$, inferiore a f_{yd} (pari a $2.619,0 \text{ kg / cm}^2$).

TIPO B e C – Anta fino a 1,70 m

Le azioni agenti alla base dei montanti, nella combinazione di carico più sfavorevole per questa verifica (cfr. 5.7.1), sono le seguenti:

$$\begin{aligned} N &= 351,5 \text{ kg} \\ M &= 208.922 \text{ kg cm} \\ T &= 1.218,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Si utilizza profilato formato a caldo EN 10210 avente sezione rettangolare cava 120x60 con spessore 10 mm, con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 30,9 \text{ cm}^2 \\ \text{Area a taglio} &= 15,5 \text{ cm}^2 \\ W_x &= 80,9 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

ottenendo una sollecitazione mista pari a $\text{Sigma id. max} = \text{radq}(\text{sigma_z}^2 + 3 \text{ Tau}^2) = 2.595,0 \text{ kg / cm}^2$, inferiore a f_{yd} (pari a $2.619,0 \text{ kg / cm}^2$).

6.1 Verifica della fondazione dei montanti del corrimano della scala - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

L'intervento prevede la sostituzione del corrimano e dei montanti della scala esistente. I nuovi montanti saranno realizzati con profilati UPN 140, UNI EN 10279, aventi le seguenti caratteristiche:

Altezza profilato 140 mm, spessore 7 mm
Ali b= 60 mm, spessore medio 10 mm
Area = 20,4 cm²
Momento d'inerzia I_x = 62,7 cm⁴
Modulo di resistenza elastico W_{el} = 14,8 cm³

I montanti, posti ad interasse di un metro, saranno infissi nel terreno per una profondità di 1,20 m, e sposteranno dal suolo mediamente per ulteriori 1,20 m.

Il carico agente all'altezza del corrimano è assunto pari a 100 kg/m e avrà un'eccentricità rispetto al suolo di 1,20 m.

Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

F_h = 150 kg = 0,150 t

M_h = 0,180 t m

assumendo per il terreno $\phi = 32^\circ$ e $c' = 0$

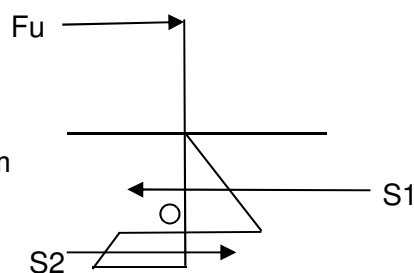
SP = 3 * K_p * D * Sigma V , con K_p = 3,0 e D=0,14 m

si ricavano i seguenti valori:

S1 = -0,985 t M1 = -0,29358 t m

S2 = +0,786 t M2 = -0,12324 t m

F_u = +0,199 t M_f = +0,41682 t m



Poiché $F_u/F_h = 1,33 > 1,30$, la verifica agli SLU è soddisfatta.

6.2 Verifica del montante SLU

Il massimo momento sul montante si verifica alla profondità di 0,54 m e vale $M_u = 31.039$ kg cm.

Poiché $\text{Sigma} = M_u/W_x = 2.097$ kg/cm² < 2.619 kg/cm², la verifica agli SLU è soddisfatta.

6.2 Verifica del montante SLE

Si ipotizza il montante incastrato alla profondità di circa 1,60 m: lo spostamento con il carico di progetto vale:

$$f = F_{es} * L^3 / (3 E I_x) = 1,04 \text{ cm} < L / 150 \text{ (pari a } 1,07 \text{ cm)}.$$

7.1 Verifica della fondazione dei montanti corrimano del percorso pedonale - SLU collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

L'intervento prevede la realizzazione del corrimano e dei montanti della scala esistente. I nuovi montanti saranno realizzati con profilati UPN 140, UNI EN 10279, aventi le seguenti caratteristiche:

Altezza profilato 140 mm, spessore 7 mm
Ali b= 60 mm, spessore medio 10 mm
Area = 20,4 cm²
Momento d'inerzia I_x = 62,7 cm⁴
Modulo di resistenza elastico W_{el} = 14,8 cm³

I montanti, posti ad interasse di m 1,00, saranno infissi nel terreno per una profondità di 1,20 m, e spoggeranno dal suolo mediamente per ulteriori 1,10 m.

Il carico agente all'altezza del corrimano è assunto pari a 100 kg/m e avrà un'eccentricità rispetto al suolo di 1,10 m.

Approccio 2 (A1 + M1 + R3) i = 1,00 m

F_h = 150 kg = 0,150 t

M_h = 0,165 t m

assumendo per il terreno $\phi = 40^\circ$ e $c' = 0$

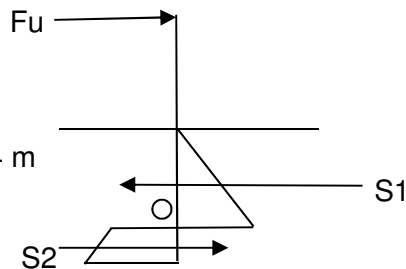
SP = $3 \cdot K_p \cdot D \cdot \sigma_v$, con $K_p = 4,599$ e $D = 0,14$ m

si ricavano i seguenti valori:

S1 = -1,251 t M1 = -0,27715 t m

S2 = +1,039 t M2 = -0,15062 t m

F_u = +0,212 t



Poiché $F_u/F_h = 1,41 > 1,30$, la verifica agli SLU è soddisfatta.

7.2 Verifica del montante SLU

Il massimo momento sul montante si verifica alla profondità di 0,53 m e vale $M_u = 34.556$ kg cm.

Poiché $\sigma = M_u/W_x = 2.334$ kg/cm² < 2.619 kg/cm², la verifica agli SLU è soddisfatta.

8.1 Rampa del percorso pedonale – Materiali

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento rinverdibile è realizzata in elementi marcati CE in accordo con la ETA 16/0767 per gli specifici impieghi come “sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno” o equivalente. La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 3.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione “approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro pari 2.20 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all’EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 230 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.50 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.20 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un’esposizione di 2500 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l’allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

La resistenza a trazione della rete dovrà essere non inferiore a 35 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura per trazione pari a 17.5 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all’interno delle torsioni.

Capacità di carico a punzonamento della rete dovrà essere non inferiore a 36 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437 e alla ISO 17746).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227).

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq e plasticate, aventi diametro pari a 2.70/3.70 mm e inserite all’interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldato con diametro non inferiore a 6 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura. Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con Galmac lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 MPa.

Il terreno di riempimento che costituisce il rilevato strutturale dell’opera, potrà provenire sia da scavi precedentemente eseguiti sia da cave di prestito e facendo riferimento alle classificazioni ASTM D 3282 o UNI 10006 dovrà appartenere ai A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 con esclusione di pezzature superiori a 150mm.

Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale. In ogni caso dovranno essere esclusi i materiali che, da prove opportune, presentino parametri geomeccanici (angoli d’attrito e coesione) minori di quelli previsti in progetto.

Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a 18-19 kN/m³.

Le caratteristiche e l’idoneità dei materiali saranno accertate mediante le seguenti prove di laboratorio.

- analisi granulometrica;
- determinazione del contenuto naturale d’acqua;
- determinazione del limite liquido e dell’indice di plasticità sull’eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332;
- prova di compattazione AASHTO.

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative dei risultati conseguiti in sede di preparazione dei piani di posa degli elementi di rinforzo, in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

8.2 Rampa del percorso pedonale – Modalità di posa degli elementi di rinforzo

Il piano di posa dovrà essere predisposto fino a raggiungere la quota d'imposta del primo elemento di terra rinforzata da eseguire, secondo le indicazioni riportate negli elaborati di progetto.

Si dovrà provvedere innanzitutto al taglio delle piante e alla estirpazione delle ceppaie, radici, arbusti ecc, il terreno dovrà quindi essere adeguatamente rullato e compattato fino ad ottenere le caratteristiche previste nel capitolato.

Il piano di fondazione dovrà essere regolare ed idoneo per la posa e compattazione del primo strato di riporto con ottenimento dei requisiti richiesti.

Non si dovrà operare in presenza di ristagni d'acqua o con terreni rammolliti, né in presenza di elevato contenuto organico (nell'eventualità questi dovranno essere bonificati, per completa sostituzione).

Nel caso in cui il piano di posa si trovi localmente depresso, in condizioni favorevoli ai ristagni d'acqua, si dovranno eseguire delle canalette di scolo laterale in pendenza con adeguato recapito.

Prima di eseguire il primo riporto occorre eseguire almeno 2-3 passate con un rullo liscio.

Il materiale proveniente dallo scavo di preparazione del piano di posa dei rilevati e dallo scavo di sbancamento per bonifica potrà essere reimpiegato, se ritenuto idoneo, nella sistemazione a verde delle scarpate.

Ogni qualvolta i rilevati dovranno poggiare su declivi con pendenza superiore al 20%, ultimata l'asportazione del terreno vegetale e fatta eccezione per diverse e più restrittive prescrizioni derivanti dalle specifiche condizioni di stabilità globale del pendio, si dovrà provvedere all'esecuzione di una gradonatura con banche in leggera contropendenza (tra 1% e 2%) e alzate verticali contenute in altezza.

Gli elementi di terra rinforzata dovranno essere posti in opera per strati costanti, secondo le modalità di seguito riportate:

1. Apertura e predisposizione dell'elemento di sostegno avendo cura di stendere il telo di rinforzo eliminando le linee di piegatura preformate in fase di produzione e mettere in posizione gli elementi;
2. Posizionamento degli elementi a squadra per dare l'inclinazione al paramento. Per l'assemblaggio e la legatura degli elementi, è necessario essere provvisti di pinze e tenaglie e di una graffatrice tipo pneumatico, con alimentazione ad aria compressa (6-8 bar). In generale, per le operazioni di legatura per una continuità strutturale, si consiglia un intervallo tra punto e punto massimo di 20 cm;
3. Riempimento della parte a tergo del paramento manualmente con terreno vegetale che subirà una compattazione "leggera" per permettere l'attecchimento della vegetazione;
4. Riempimento degli elementi di rinforzo in rete con materiale idoneo, fino a formare uno strato di spessore di 300 mm;
5. Compattazione del materiale posto in opera mediante rullatura, secondo le indicazioni successivamente riportate;
6. Risagomatura del piano di posa per l'esecuzione dell'elemento di terra rinforzata successivo;

7. Ripetizione delle azioni da 1 a 6 fino a completamento della struttura.

Segue poi la realizzazione di idrosemina a spessore sulla struttura in terra rinforzata. La miscela, eseguita a regola d'arte, comprende i seguenti componenti e fasi:

- messa in opera di appropriato miscuglio di sementi scelte (graminace e leguminose), con una dose di impiego in condizioni normali di 35 gr/mq e di massimo 50 gr/mq in condizioni difficili per la germinazione;
- messa in opera di concimazione di base con prodotto organo-minerale bilanciato e microelementi, (7-7-7+2 Mgo) con una dose di impiego di almeno 250 gr/mq;
- somministrazione di colloide di origine vegetale ad alta viscosità, derivato da piante e frutti, con quantità da applicare di circa 15gr/mq;
- somministrazione di Humus, sostanza organica matura con titoli nutritivi (NP), in quantità variabile da 250 a 400 gr/mq a seconda della situazione;
- applicazione di una coltre protettiva di ca. 250/350 gr/mq "Mulch" composto da: 70% prodotto in fibre di legno e colloide naturale e 30 % miscela di fibre vegetali (paglia, cotone e cellulosa).

La provenienza e germinabilità della semente dovranno essere certificate. L'applicazione della miscela deve avvenire con idonea idroseminatrice che garantisce l'omogeneità del prodotto applicato e fornitura di pompa che mantenga l'integrità della semente.

Le operazioni di compattazione, il tipo, le caratteristiche dei mezzi di compattazione, nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza) devono essere tali da garantire la prevista densità finale del materiale.

In ogni modo, deve ritenersi esclusa la possibilità di compattazione con pale meccaniche. Nel caso in cui lo sviluppo planimetrico dei manufatti sia modesto e gli spazi di lavoro disponibili siano esigui, si useranno mezzi di compattazione leggeri, quali piastre vibranti e costipatori vibranti azionati a mano. Ogni strato sarà messo in opera con un grado di compattazione pari al 95% del valore fornito dalle prove Proctor (ASTM D 1557).

La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme. A tale scopo, i mezzi dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele, garantendo una sovrapposizione fra ciascuna passata e quella adiacente pari al 10% del mezzo costipante. La compattazione a tergo delle opere eseguite dovrà essere tale da escludere una riduzione dell'addensamento e nello stesso tempo il danneggiamento delle opere stesse. In particolare, si dovrà fare in modo che i compattatori a rullo operino ad una distanza non inferiore a 0.50 m dal paramento esterno, e procedere quindi ad una successiva compattazione con "rana compattatrice" o piastra vibrante della porzione di terreno posta ad una distanza inferiore a 0.50 m dal paramento.

Questo procedimento consente di non generare deformazioni locali indotte dal passaggio o urto meccanico dei mezzi contro i componenti del sistema. Durante la costruzione, nel caso di danni causati dalle attività di cantiere o dovuti ad eventi meteorologici si dovrà provvedere al ripristino delle condizioni iniziali.

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione di rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che permettano la chiusura della superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova.

In particolare, si potrà fare ricorso ai rilevati di prova per verificare l'idoneità di materiali diversi da quelli specificati precedentemente.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno nel rilevato rinforzato, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come indicativa e potrà essere diminuita o aumentata, secondo quanto prescritto dalla Direzione Lavori in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione. L'Impresa dovrà eseguire le prove di controllo nei punti indicati dalla Direzione Lavori ed in contraddittorio con la stessa.

L'Impresa potrà eseguire le prove di controllo o in proprio o tramite un laboratorio esterno comunque approvato dalla Direzione Lavori.

La serie di prove sui primi 5000 mc. potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

In caso contrario la Direzione Lavori potrà prescrivere la ripetizione della serie.

Le prove successive devono intendersi riferite a quantitativi appartenenti allo stesso strato di rilevato.

Tipo di Prova	PRIMI 5000 m³ Ripetere la prova ogni (m³)	SUCCESSIVI m³
Classif. CNR - UNI 10006	2000	5000
Costipazione AASHTO Mod. CNR	2000	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000
Controllo umidità	*	*

* Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali ed alle caratteristiche di omogeneità dei materiali costituenti il rilevato

8.3 Rampa del percorso pedonale – Ipotesi di calcolo

Il dimensionamento della struttura è stato condotto sulla base dei dati contenuti nella relazione geotecnica secondo gli Stati Limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze.

Nell'ambito delle verifiche allo Stato Limite Ultimo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R				
$R_d = R_k / \gamma_R$	R2	R2(*)	R3	R3(*)
Stabilità	1,10	1,20	1,00	1,20
Scorrimento - Slittamento per attrito	1,00	1,00	1,10	1,00
Ribaltamento	1,00	1,00	1,15	1,00
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento	1,00	1,00	1,40	1,20

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI γ_M				
	M1	M1(*)	M2	M2(*)
Peso unità di volume (γ_v)	1,00	1,00	1,00	1,00
Angolo di attrito $\tan\phi'_k$ ($\gamma_{\phi'}$)	1,00	1,00	1,25	1,00
Coesione efficace c'_k ($\gamma_{c'}$)	1,00	1,00	1,25	1,00
Resistenza non drenata c_{uk} (γ_{cu})	1,00	1,00	1,40	1,00

Coefficienti PARZIALI DELLE AZIONI γ_F					
		A1	A1(*)	A2	A2(*)
<u>PERMANENTI:</u> (Pesi, spinte geostatiche del terreno; sovraccarichi permanenti) (γ_{G1})	Favorevole	1,00	1,00	1,00	1,00
	Sfavorevole	1,30	1,00	1,00	1,00
<u>VARIABILI:</u> (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) (γ_{Qi})	Favorevole	0,00	1,00	0,00	1,00
	Sfavorevole	1,50	1,00	1,30	1,00

(Rif. D.M. 17/01/2018 Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Par. 7.11.6.2.2 e Par. 7.11.4)

Coefficienti parziali dei carichi e delle spinte (i carichi permanenti non strutturali sono assimilati ai sovraccarichi permanenti in quanto compiutamente definiti).

I coefficienti parziali di riduzione delle prestazioni dei rinforzi definiti nel report di calcolo di ... come “Fs Rottura Rinforzi” e “Fs Sfilamento Rinforzi” sono posti pari all’unità poiché non definiti nelle “Nuove Norme Tecniche 2018”.

(*) condizioni sismiche: nel caso di verifiche sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono posti pari all’unità (Rif. 7.11.6.2.2 del D.M. 17/01/2018).

Il calcolo viene inoltre eseguito tenendo conto delle azioni sismiche dell’area oggetto del progetto secondo con quanto prescritto da D.M. 17/01/2018 per cui:

Accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido: $a_g/g = 0,6$

Coefficiente di sottosuolo: $S = S_s \times S_t = 0.223$

Coefficiente di riduzione: $\beta_m = 0,38$ (valore riferito allo stato limite ultimo SLV);

Coefficiente sismico orizzontale $k_h = S \times a_g/g \times \beta_m = 0.223 \times 0,6 \times 0,38 = 0,051$

Coefficiente sismico verticale $k_v = k_h / 2 = \pm 0,026$

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nelle seguenti tabelle.

DATI GEOTECNICI	Coltre	$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$	$\phi_1 = 30^\circ$	$c'_1 = 0 \text{ kPa}$
	Rilevato	$\gamma_3 = 18 \text{ kN/m}^3$	$\phi_3 = 35^\circ$	$c'_3 = 0 \text{ kPa}$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	Dinamico			
	Sismico	$K_h = 0,051$ $K_v = 0,026$		

La veridicità dei dati geotecnici in fase esecutiva deve essere verificata attraverso prove di laboratorio e di cantiere. Sarà compito della DD.LL. verificare che i materiali posti in opera corrispondono a quelli di progetto, al fine di assicurare, nella costruzione dei rilevati, i coefficienti di sicurezza previsti.

8.4 Verifica di stabilità globale

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato SSAP10 cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica

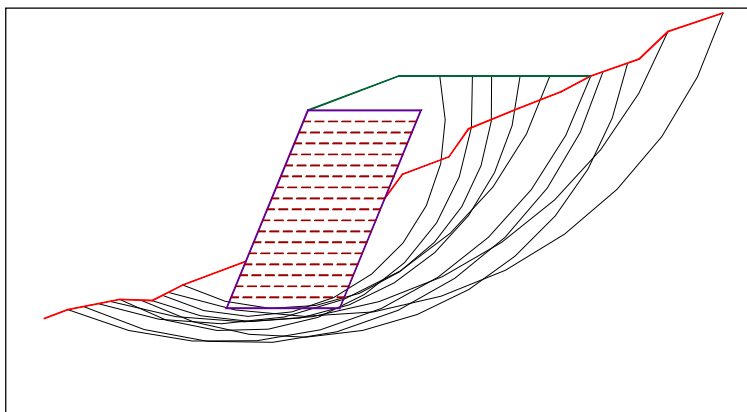
di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare, si fa riferimento al metodo di MORGENSTERN-PRICE che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento casuali.

SSAP10 riconduce il calcolo in presenza di carichi sismici al metodo pseudostatico, introducendo nel calcolo forze di massa in direzione orizzontale ed in direzione verticale, ottenute moltiplicando il peso totale di ogni concio per i due coefficienti di intensità sismica.

Valori positivi dei coefficienti di intensità sismica, che vanno espressi come % di g, danno luogo a forze orientate verso l'esterno del pendio e verso l'alto.

8.5 Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera



nei confronti di meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi.

Risultati:

#	Parametri Geotecnici degli strati	#	
N.	phi' deg	C' kPa	Cu kPa
1	35.00	0	0
2	28.00	0	0

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.4192 1.4633
 Range Fs : 1.4192 3.01
 Differenza % Range Fs : 3.01
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0510

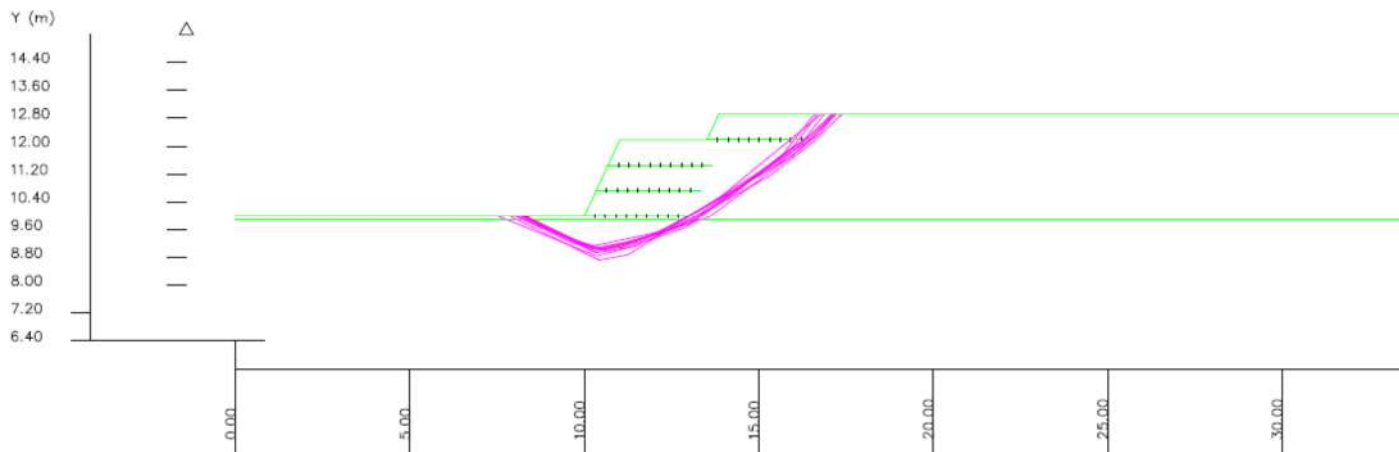
SSAP 4.9.9 (2018) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.3 (2018)

Data : 20/2/2019
 Località :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N: 10000
 Lunghezza media segmenti (m) : 1.6
 Range X inizio generazione : 0.8 - 36.8
 Range X termine generazione : 4.8 - 39.2
 Livello Y minimo considerato : 7.2

Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)
 Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)



SSAP 4.9.9 - Slope Stability Analysis Program (1991,2018)

WWW.SSAP.EU

Build No. 10770

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI *,**

***UASLP, San Luis Potosi, Mexico**

e-mail: lborselli@gmail.com

CV e WEB page personale: WWW.LORENZO-BORSELLI.EU

**** Gia' Ricercatore CNR-IRPI fino a Luglio 2011**

Ultima Revisione struttura tabelle del report: 29 dicembre 2018

File report: C:\2019\AnalisiSSAP10\sez01_risv02REP.txt

Data: 20/2/2019

Localita' :

Descrizione:

Modello pendio: sez01risv02.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

___ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m) ___

SUP T. SUP 2 SUP 3 SUP 4

X Y X Y X Y X Y

0.00 10.00 0.00 9.90 - - - -

10.00 10.00 40.00 9.90 - - - -

10.34	10.73	-	-	-	-	-	-
10.68	11.46	-	-	-	-	-	-
11.02	12.19	-	-	-	-	-	-
13.52	12.19	-	-	-	-	-	-
13.86	12.92	-	-	-	-	-	-
40.00	12.92	-	-	-	-	-	-

ASSENZA DI FALDA

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

	fi`	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX	sgci	GSI	mi	D
STRATO 1	35.00	0.00	0.00	18.00	18.00	2.404	0.00	0.00	0.00	0.00
STRATO 2	28.00	0.00	0.00	18.00	18.00	1.664	0.00	0.00	0.00	0.00

LEGENDA: fi` _____ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)

C` _____ Coesione efficace (in Kpa)

Cu _____ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)

Gamm _____ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)

Gamm_sat _____ Peso di volume terreno immerso (in KN/m^3)

STR_IDX _____ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH) (adimensionale)

---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di Hoek (2002)-

sgci _____ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)

GSI _____ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)

mi _____ Indice litologico ammasso(adimensionale)

D _____ Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)

Fattore di riduzione NTC2018 gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO (solo per ROCCE)

Uso CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al.(2002,2006) - non-lineare - Generalizzato secondo Lei et al.(2016)

----- GEOGRIGLIE PRESENTI -----

GEOGRIGLIA N.1

Coordinata X Testa (m): 10.00

Coordinata Y Testa (m): 10.00

Lunghezza geogriglia L (m): 3.00

Resistenza Massima Ammissibile T (kN/m): 50.00

Fattore di interazione suolo/griglia - fb : 0.75

Fattore scala Pull-out - alpha : 0.80

Lunghezza risolto Lws (m) a sinistra : 4.50

Lunghezza risolto Lwd (m) a destra : 0.00

coefficiente Omega=Th/T : 0.10

GEOGRIGLIA N.2

Coordinata X Testa (m): 10.34

Coordinata Y Testa (m): 10.73

Lunghezza geogriglia L (m): 3.00

Resistenza Massima Ammissibile T (kN/m): 50.00

Fattore di interazione suolo/griglia - fb : 0.75

Fattore scala Pull-out - alpha : 0.80

Lunghezza risolto Lws (m) a sinistra : 4.50

Lunghezza risolto Lwd (m) a destra : 0.00

coefficiente Omega=Th/T : 0.10

GEOGRIGLIA N.3

Coordinata X Testa (m): 10.68

Coordinata Y Testa (m): 11.46

Lunghezza geogriglia L (m): 3.00

Resistenza Massima Ammissibile T (kN/m): 50.00
Fattore di interazione suolo/griglia - fb : 0.75
Fattore scala Pull-out - alpha : 0.80
Lunghezza risolto Lws (m) a sinistra : 4.50
Lunghezza risolto Lwd (m) a destra : 0.00
coefficiente Omega=Th/T : 0.10

GEOGRIGLIA N.4

Coordinata X Testa (m): 13.52
Coordinata Y Testa (m): 12.19
Lunghezza geogriglia L (m): 3.00
Resistenza Massima Ammissibile T (kN/m): 50.00
Fattore di interazione suolo/griglia - fb : 0.75
Fattore scala Pull-out - alpha : 0.80
Lunghezza risolto Lws (m) a sinistra : 4.50
Lunghezza risolto Lwd (m) a destra : 0.00
coefficiente Omega=Th/T : 0.10

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

***** PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI**

METODO DI RICERCA: CONVEX RANDOM - Chen (1992)

FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO

COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 0.00 0.00 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m): 1.6 (+/-) 50%

INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax): 0.80 36.80

LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin): 7.18

INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 4.80 39.20

*** TOTALE SUPERFICI GENERATE : 10000

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : MORGENSTERN - PRICE (Morgenstern & Price, 1965)

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_h : 0.0510

COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO K_v (assunto Positivo): 0.0255

COEFFICIENTE $c=K_v/K_h$ UTILIZZATO : 0.5000

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00

FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a 0
durante le tutte le verifiche globali.

I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica singola

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----

* DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR F_s *

Fattore di sicurezza (FS)	1.4192	- Min.	-	X	Y	Lambda=	1.2500
	8.31	10.00					
	10.26	9.04					
	11.07	9.09					
	12.52	9.71					
	14.35	10.78					
	15.97	11.73					
	17.23	12.92					

Fattore di sicurezza (FS)	1.4203	- N.2 --	X	Y	Lambda=	1.2500
---------------------------	--------	----------	---	---	---------	--------

7.50	10.00
9.22	9.30
10.35	8.85
11.51	9.15
13.18	9.98
14.20	10.67
15.15	11.31
16.53	12.24
17.15	12.92

Fattore di sicurezza (FS) 1.4260 - N.3 -- X Y **Lambda= 1.2500**

7.86	10.00
8.66	9.60
10.42	8.73
11.26	8.89
12.18	9.47
13.88	10.54
15.50	11.58
16.47	12.31
17.09	12.92

Fattore di sicurezza (FS) 1.4401 - N.4 -- X Y **Lambda= 1.2500**

8.17	10.00
9.29	9.45
10.24	8.98
11.62	9.27
12.98	10.00
13.83	10.49

15.14 11.57

15.87 12.16

16.79 12.92

Fattore di sicurezza (FS) 1.4416 - N.5 -- X Y Lambda= 1.2500

8.03 10.00

9.65 9.22

10.60 9.01

12.54 9.62

13.59 9.98

14.77 10.86

15.90 11.70

16.74 12.36

17.17 12.92

Fattore di sicurezza (FS) 1.4476 - N.6 -- X Y Lambda= 1.2500

8.19 10.00

10.20 9.05

11.21 9.24

12.99 9.77

14.27 10.63

16.02 12.02

16.69 12.92

Fattore di sicurezza (FS) 1.4486 - N.7 -- X Y Lambda= 1.2500

8.21 10.00

9.24 9.47

10.54	9.05
12.28	9.52
13.19	9.92
14.69	10.97
16.33	12.22
16.88	12.92

Fattore di sicurezza (FS)	1.4503 - N.8 --	X	Y	Lambda= 1.2500
8.25	10.00			
10.32	8.94			
11.13	9.06			
11.96	9.34			
12.90	9.66			
14.29	10.71			
15.71	11.79			
16.59	12.92			

Fattore di sicurezza (FS)	1.4527 - N.9 --	X	Y	Lambda= 1.2500
8.24	10.00			
10.15	9.12			
12.19	9.54			
13.18	10.10			
14.46	10.82			
15.59	11.53			
16.66	12.46			
17.11	12.92			

Fattore di sicurezza (FS) 1.4633 - N.10 -- X Y Lambda= 1.2500

8.03 10.00

9.40 9.41

10.41 9.06

11.53 9.31

12.67 9.69

13.39 10.09

15.28 11.14

16.55 12.12

17.38 12.92

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----

DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR FS *

Analisi Deficit in riferimento a FS(progetto) = 1.200

Sup N.	FS	FTR(kN/m)	FTA(kN/m)	Bilancio(kN/m)	ESITO
1	1.419	152.0	107.1	23.5	Surplus
2	1.420	160.0	112.6	24.8	Surplus
3	1.426	160.0	112.2	25.4	Surplus
4	1.440	142.2	98.7	23.7	Surplus
5	1.442	158.8	110.2	26.6	Surplus
6	1.448	147.5	101.9	25.2	Surplus
7	1.449	149.1	103.0	25.6	Surplus
8	1.450	149.7	103.2	25.8	Surplus
9	1.453	147.9	101.8	25.7	Surplus
10	1.463	159.1	108.7	28.6	Surplus

Esito analisi: SURPLUS di RESISTENZA!

Valore minimo di SURPLUS di RESISTENZA (kN/m): 23.5

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie

di scivolamento

FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie

di scivolamento

IMPORTANTE! : Il Deficit o il Surplus di resistenza viene espresso in kN

per metro di LARGHEZZA rispetto al fronte della scarpata

TABELLA PARAMETRI CONCI DELLA SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X	dx	alpha	W	ru	U	phi'	(c',Cu)
(m)	(m)	(°)	(kN/m)	(-)	(kPa)	(°)	(kPa)
8.306	0.134	-26.05	0.08	0.00	0.00	35.00	0.00
8.440	0.070	-26.05	0.11	0.00	0.00	35.00	0.00
8.510	0.134	-26.05	0.33	0.00	0.00	28.00	0.00
8.644	0.134	-26.05	0.49	0.00	0.00	28.00	0.00
8.779	0.134	-26.05	0.65	0.00	0.00	28.00	0.00
8.913	0.134	-26.05	0.82	0.00	0.00	28.00	0.00
9.047	0.134	-26.05	0.98	0.00	0.00	28.00	0.00
9.181	0.134	-26.05	1.14	0.00	0.00	28.00	0.00
9.315	0.134	-26.05	1.30	0.00	0.00	28.00	0.00
9.449	0.134	-26.05	1.47	0.00	0.00	28.00	0.00
9.583	0.134	-26.05	1.63	0.00	0.00	28.00	0.00
9.718	0.134	-26.05	1.79	0.00	0.00	28.00	0.00
9.852	0.134	-26.05	1.95	0.00	0.00	28.00	0.00
9.986	0.014	-26.05	0.22	0.00	0.00	28.00	0.00

10.000	0.134	-26.05	2.49	0.00	0.00	28.00	0.00
10.134	0.131	-26.05	3.27	0.00	0.00	28.00	0.00
10.265	0.075	3.65	2.22	0.00	0.00	28.00	0.00
10.340	0.134	3.65	4.51	0.00	0.00	28.00	0.00
10.474	0.134	3.65	5.20	0.00	0.00	28.00	0.00
10.608	0.072	3.65	3.07	0.00	0.00	28.00	0.00
10.680	0.134	3.65	6.27	0.00	0.00	28.00	0.00
10.814	0.134	3.65	6.96	0.00	0.00	28.00	0.00
10.948	0.072	3.65	4.01	0.00	0.00	28.00	0.00
11.020	0.050	3.65	2.88	0.00	0.00	28.00	0.00
11.070	0.134	23.02	7.60	0.00	0.00	28.00	0.00
11.205	0.134	23.02	7.46	0.00	0.00	28.00	0.00
11.339	0.134	23.02	7.31	0.00	0.00	28.00	0.00
11.473	0.134	23.02	7.17	0.00	0.00	28.00	0.00
11.607	0.134	23.02	7.03	0.00	0.00	28.00	0.00
11.741	0.134	23.02	6.89	0.00	0.00	28.00	0.00
11.875	0.134	23.02	6.75	0.00	0.00	28.00	0.00
12.009	0.134	23.02	6.61	0.00	0.00	28.00	0.00
12.143	0.134	23.02	6.47	0.00	0.00	28.00	0.00
12.278	0.134	23.02	6.33	0.00	0.00	28.00	0.00
12.412	0.107	23.02	4.93	0.00	0.00	28.00	0.00
12.518	0.134	30.35	6.05	0.00	0.00	28.00	0.00
12.652	0.134	30.35	5.85	0.00	0.00	28.00	0.00
12.787	0.058	30.35	2.48	0.00	0.00	28.00	0.00
12.845	0.134	30.35	5.57	0.00	0.00	35.00	0.00
12.979	0.134	30.35	5.38	0.00	0.00	35.00	0.00
13.113	0.134	30.35	5.18	0.00	0.00	35.00	0.00
13.247	0.134	30.35	4.99	0.00	0.00	35.00	0.00
13.381	0.134	30.35	4.79	0.00	0.00	35.00	0.00
13.516	0.004	30.35	0.16	0.00	0.00	35.00	0.00

13.520	0.134	30.35	4.95	0.00	0.00	35.00	0.00
13.654	0.134	30.35	5.47	0.00	0.00	35.00	0.00
13.788	0.072	30.35	3.14	0.00	0.00	35.00	0.00
13.860	0.134	30.35	5.91	0.00	0.00	35.00	0.00
13.994	0.134	30.35	5.71	0.00	0.00	35.00	0.00
14.128	0.134	30.35	5.52	0.00	0.00	35.00	0.00
14.262	0.092	30.35	3.68	0.00	0.00	35.00	0.00
14.355	0.134	30.36	5.19	0.00	0.00	35.00	0.00
14.489	0.134	30.36	5.00	0.00	0.00	35.00	0.00
14.623	0.134	30.36	4.80	0.00	0.00	35.00	0.00
14.757	0.134	30.36	4.61	0.00	0.00	35.00	0.00
14.891	0.134	30.36	4.41	0.00	0.00	35.00	0.00
15.025	0.134	30.36	4.22	0.00	0.00	35.00	0.00
15.159	0.134	30.36	4.02	0.00	0.00	35.00	0.00
15.294	0.134	30.36	3.83	0.00	0.00	35.00	0.00
15.428	0.134	30.36	3.63	0.00	0.00	35.00	0.00
15.562	0.134	30.36	3.44	0.00	0.00	35.00	0.00
15.696	0.134	30.36	3.25	0.00	0.00	35.00	0.00
15.830	0.134	30.36	3.05	0.00	0.00	35.00	0.00
15.964	0.001	30.36	0.03	0.00	0.00	35.00	0.00
15.966	0.134	43.42	2.79	0.00	0.00	35.00	0.00
16.100	0.134	43.42	2.48	0.00	0.00	35.00	0.00
16.234	0.134	43.42	2.17	0.00	0.00	35.00	0.00
16.368	0.086	43.42	1.22	0.00	0.00	35.00	0.00
16.454	0.048	43.42	0.63	0.00	0.00	35.00	0.00
16.502	0.134	43.42	1.54	0.00	0.00	35.00	0.00
16.636	0.134	43.42	1.22	0.00	0.00	35.00	0.00
16.771	0.134	43.42	0.91	0.00	0.00	35.00	0.00
16.905	0.134	43.42	0.59	0.00	0.00	35.00	0.00
17.039	0.134	43.42	0.28	0.00	0.00	35.00	0.00

17.173 0.053 43.42 0.02 0.00 0.00 35.00 0.00

LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio

dx(m) : Larghezza concio

alpha(°) : Angolo pendenza base concio

W(kN/m) : Forza peso concio

ru(-) : Coefficiente locale pressione interstiziale

U(kPa) : Pressione totale dei pori base concio

phi'(°) : Angolo di attrito efficace base concio

c'/Cu (kPa) : Coesione efficace o Resistenza al taglio in condizioni non drenate

TABELLA DIAGRAMMA DELLE FORZE DELLA SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X	ht	yt	yt'	E(x)	T(x)	E'	rho(x)	FS_FEM	FS_p-
qFEM									
(m)	(m)	(m)	(--)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(--)	(--)	(--)
8.306	0.000	10.000	-0.366	0.0000000000E+000	0.0000000000E+000	5.8665667215E-			
001	0.047	12.032	9.820						
8.440	0.013	9.948	-0.366	6.7427988648E-002	6.8742878688E-004	4.1871022409E-001			
0.047	14.401	11.621							
8.510	0.025	9.925	-0.331	9.3812568847E-002	1.5773762437E-003	5.5374540554E-001			
0.047	13.740	10.837							
8.644	0.045	9.880	-0.347	2.1385032970E-001	1.0096447700E-002				
1.1852525264E+000		0.106	6.415	7.214					
8.779	0.063	9.832	-0.355	4.1178283103E-001	3.4143971016E-002				
1.6506919885E+000		0.195	4.060	4.518					
8.913	0.081	9.785	-0.362	6.5668504439E-001	7.9248705344E-002				
1.6705968383E+000		0.291	3.216	3.252					

9.047	0.097	9.735	-0.360	8.5995746288E-001	1.4379462255E-001
1.4296105368E+000		0.410	2.868	2.676	
9.181	0.116	9.688	-0.345	1.0402097592E+000	2.5048691209E-001
1.6428515165E+000		0.598	2.682	2.296	
9.315	0.136	9.642	-0.352	1.3006887972E+000	4.3505732930E-001
3.2045220397E+000		0.839	2.581	2.045	
9.449	0.153	9.594	-0.353	1.8998938269E+000	8.0068413266E-001
5.8915946537E+000		1.065	2.510	1.889	
9.583	0.172	9.548	-0.304	2.8812396544E+000	1.3393491688E+000
9.4112021468E+000		1.181	2.441	1.809	
9.718	0.202	9.512	-0.206	4.4246574088E+000	2.0104742543E+000
1.3753195800E+001		1.160	2.364	1.779	
9.852	0.248	9.492	-0.073	6.5708392771E+000	2.8579095461E+000
1.6542171957E+001		1.114	2.283	1.770	
9.986	0.314	9.492	0.012	8.8624617053E+000	3.7451837189E+000
1.7214154131E+001		1.086	2.231	1.757	
10.000	0.322	9.494	0.282	9.1068399320E+000	3.8402772308E+000
1.7480332301E+001		1.084	2.227	1.754	
10.134	0.428	9.534	0.389	1.1771790321E+001	4.9076727884E+000
1.9730005970E+001		1.008	2.232	1.699	
10.265	0.555	9.597	0.525	1.4335619041E+001	5.9833910423E+000
1.8542936695E+001		0.978	2.289	1.624	
10.340	0.595	9.642	0.786	1.5681569977E+001	6.5993188452E+000
1.8114176062E+001		0.971	2.345	1.577	
10.474	0.706	9.762	0.975	1.8153316077E+001	7.8105197458E+000
1.8242804895E+001		0.973	2.496	1.470	
10.608	0.840	9.904	1.007	2.0575606755E+001	9.0144133003E+000
1.4495222301E+001		0.976	2.535	1.375	
10.680	0.900	9.969	0.897	2.1478647329E+001	9.4726644626E+000
1.2214430761E+001		0.976	2.489	1.338	
10.814	1.011	10.089	0.846	2.3022878950E+001	1.0242468167E+001
1.0426387579E+001		0.974	2.331	1.283	
10.948	1.110	10.196	0.723	2.4275756905E+001	1.0850681594E+001
7.1436363472E+000		0.970	2.099	1.245	
11.020	1.147	10.237	0.569	2.4703898000E+001	1.1047517073E+001
5.3574535934E+000		0.967	1.953	1.233	
11.070	1.172	10.265	0.493	2.4952279667E+001	1.1172412825E+001
4.2086357045E+000		0.968	1.831	1.225	

11.205 001	1.178 0.972	10.328 1.211	0.419	2.5260123070E+001	1.1389762530E+001	7.9091969482E-
11.339 1.9529007047E+000	1.170	10.378 0.978	0.331 1.430	2.5164461406E+001 1.203	1.1462206289E+001	-
11.473 4.0443323558E+000	1.153	10.417 0.986	0.280 1.317	2.4736214168E+001 1.199	1.1401865464E+001	-
11.607 4.9648569811E+000	1.131	10.453 0.994	0.242 1.245	2.4079479606E+001 1.197	1.1240693073E+001	-
11.741 4.9021418480E+000	1.104	10.482 0.999	0.210 1.235	2.3404281233E+001 1.196	1.1019665756E+001	-
11.875 4.7841819619E+000	1.074	10.509 0.999	0.204 1.234	2.2764371396E+001 1.196	1.0767798147E+001	-
12.009 4.8007592895E+000	1.044	10.537 0.997	0.206 1.224	2.2120818377E+001 1.197	1.0487301284E+001	-
12.143 5.1708789826E+000	1.015	10.564 0.994	0.218 1.203	2.1476461304E+001 1.198	1.0197655161E+001	-
12.278 5.7334385778E+000	0.989	10.595 0.993	0.233 1.173	2.0733615474E+001 1.200	9.8751967141E+000	-
12.412 6.0038424931E+000	0.964	10.627 0.993	0.238 1.143	1.9938339320E+001 1.204	9.5449459790E+000	-
12.518 6.2261945160E+000	0.944	10.652 0.994	0.247 1.121	1.9292228793E+001 1.207	9.2869782000E+000	-
12.652 6.3906288044E+000	0.899	10.686 0.996	0.258 1.114	1.8429583126E+001 1.211	8.9574150916E+000	-
12.787 6.0975435420E+000	0.856	10.722 0.998	0.265 1.127	1.7577800964E+001 1.214	8.6282350755E+000	-
12.845 6.0771105792E+000	0.837	10.737 0.998	0.309 1.141	1.7228833936E+001 1.485	8.4855933198E+000	-
12.979 6.1968068006E+000	0.803	10.781 1.003	0.353 1.172	1.6386100769E+001 1.486	8.1086034605E+000	-
13.113 5.6369000610E+000	0.775	10.832 1.004	0.403 1.203	1.5566403155E+001 1.484	7.7143905650E+000	-
13.247 5.0289581340E+000	0.754	10.889 1.003	0.486 1.226	1.4873877381E+001 1.480	7.3580753680E+000	-
13.381 4.5093136300E+000	0.748	10.963 1.000	0.556 1.241	1.4217273665E+001 1.474	7.0138473475E+000	-
13.516 4.0936186049E+000	0.745	11.038 0.999	0.566 1.247	1.3664154048E+001 1.468	6.7330991993E+000	-

13.520	0.746	11.041	0.659	1.3645971246E+001	6.7241835868E+000 -
4.0879901071E+000		0.999	1.248	1.468	
13.654	0.756	11.130	0.697	1.3116400849E+001	6.4690766800E+000 -
4.2071018032E+000		1.000	1.258	1.463	
13.788	0.776	11.228	0.727	1.2517322934E+001	6.1856421454E+000 -
4.5659079325E+000		1.002	1.271	1.460	
13.860	0.785	11.279	0.684	1.2185995691E+001	6.0291838575E+000 -
4.7329997581E+000		1.003	1.279	1.459	
13.994	0.796	11.369	0.651	1.1522590770E+001	5.7136162744E+000 -
5.1843124599E+000		1.005	1.293	1.458	
14.128	0.802	11.454	0.528	1.0795188960E+001	5.3623827728E+000 -
5.0942051280E+000		1.007	1.306	1.458	
14.262	0.780	11.510	0.395	1.0155957328E+001	5.0492007799E+000 -
4.7070016410E+000		1.008	1.314	1.459	
14.355	0.759	11.543	0.351	9.7256471643E+000	4.8364537730E+000 -
4.6902621615E+000		1.008	1.317	1.459	
14.489	0.727	11.590	0.334	9.0919272812E+000	4.5214330860E+000 -
4.5369009397E+000		1.008	1.318	1.459	
14.623	0.692	11.633	0.326	8.5085229236E+000	4.2306326591E+000 -
4.3278883763E+000		1.008	1.315	1.457	
14.757	0.657	11.677	0.337	7.9308752935E+000	3.9426573222E+000 -
4.2834833377E+000		1.008	1.310	1.455	
14.891	0.625	11.723	0.338	7.3593835718E+000	3.6564834223E+000 -
4.0772678291E+000		1.007	1.302	1.452	
15.025	0.591	11.768	0.335	6.8370578228E+000	3.3940107720E+000 -
3.8065132597E+000		1.006	1.294	1.449	
15.159	0.557	11.813	0.339	6.3382020158E+000	3.1410706316E+000 -
3.6308302882E+000		1.004	1.287	1.447	
15.294	0.525	11.859	0.362	5.8630071180E+000	2.8960740012E+000 -
3.6119440304E+000		1.001	1.281	1.445	
15.428	0.497	11.910	0.386	5.3692179683E+000	2.6282978554E+000 -
3.6313844828E+000		0.992	1.273	1.444	
15.562	0.471	11.963	0.384	4.8888077383E+000	2.3575454407E+000 -
3.4888451781E+000		0.977	1.258	1.447	
15.696	0.443	12.013	0.377	4.4332579165E+000	2.0977003611E+000 -
3.3817973746E+000		0.959	1.238	1.453	
15.830	0.415	12.064	0.417	3.9815656326E+000	1.8419808480E+000 -
3.6806416765E+000		0.938	1.214	1.464	

15.964	0.398	12.125	0.458	3.4458442028E+000	1.5462963526E+000	-
3.7894358070E+000		0.910	1.185	1.485		
15.966	0.398	12.126	0.492	3.4402012845E+000	1.5432452461E+000	-
3.7912412636E+000		0.909	1.185	1.485		
16.100	0.337	12.192	0.512	2.8824360592E+000	1.2480755683E+000	-
4.1312330506E+000		0.878	1.165	1.518		
16.234	0.281	12.263	0.546	2.3319064469E+000	9.6028282640E-001	-
3.9586839315E+000		0.835	1.162	1.564		
16.368	0.229	12.338	0.572	1.8204313475E+000	6.9602688242E-001	-
3.5970172185E+000		0.775	1.182	1.629		
16.454	0.199	12.389	0.588	1.5236152098E+000	5.4234967076E-001	-
3.0575027895E+000		0.721	1.208	1.684		
16.502	0.181	12.417	0.614	1.3867926186E+000	4.7022144452E-001	-
2.8242455549E+000		0.687	1.231	1.718		
16.636	0.138	12.501	0.638	1.0106823299E+000	2.8764283873E-001	-
2.5424377685E+000		0.577	1.334	1.856		
16.771	0.099	12.588	0.725	7.0472733228E-001	1.4380236262E-001	-
2.4326035514E+000		0.414	1.561	2.123		
16.905	0.079	12.695	0.746	3.5808250684E-001	3.7651279976E-002	-
2.1549770355E+000		0.213	2.218	2.884		
17.039	0.045	12.788	0.699	1.2660697590E-001	5.5567662021E-003	-
1.3026154125E+000		0.089	4.035	5.091		
17.173	0.013	12.883	0.699	8.6270490423E-003	1.3746182319E-004	-3.6553427078E-
001	0.047	1.848	2.293			

LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio

ht(m) : Altezza linea di thrust da nodo sinistro base concio

yt(m) : coordinata Y linea di trust

yt'(-) : gradiente pendenza locale linea di trust

E(x)(kN/m) : Forza Normale interconcio

T(x)(kN/m) : Forza Tangenziale interconcio

E' (kN) : derivata Forza normale interconcio

Rho(x) (-) : fattore mobilizzazione resistenza al taglio verticale interconcio ZhU et al.(2003)

FS_FEM(x) (-) : fattore di sicurezza locale stimato (locale in X) by qFEM

FS_SRM(x) (-) : fattore di sicurezza locale stimato (locale in X) by SRM Procedure

TABELLA SFORZI DI TAGLIO DISTRIBUITI LUNGO SUPERFICIE INDIVIDUATA CON MINOR FS

X	dx	dl	alpha	TauStress	TauF	TauStrength	TauS
(m)	(m)	(m)	(°)	(kPa)	(kN/m)	(kPa)	(kN/m)
8.306	0.134	0.149	-26.051	-0.214	-0.032	0.356	0.053
8.440	0.070	0.078	-26.051	-0.540	-0.042	0.899	0.071
8.510	0.134	0.149	-26.051	-0.866	-0.129	1.141	0.170
8.644	0.134	0.149	-26.051	-1.294	-0.193	1.788	0.267
8.779	0.134	0.149	-26.051	-1.722	-0.257	2.476	0.370
8.913	0.134	0.149	-26.051	-2.149	-0.321	3.151	0.470
9.047	0.134	0.149	-26.051	-2.577	-0.385	3.994	0.596
9.181	0.134	0.149	-26.051	-3.005	-0.449	5.101	0.762
9.315	0.134	0.149	-26.051	-3.433	-0.513	6.969	1.040
9.449	0.134	0.149	-26.051	-3.860	-0.576	8.777	1.310
9.583	0.134	0.149	-26.051	-4.288	-0.640	10.286	1.536
9.718	0.134	0.149	-26.051	-4.716	-0.704	12.119	1.809
9.852	0.134	0.149	-26.051	-5.144	-0.768	12.945	1.933
9.986	0.014	0.016	-26.051	-5.380	-0.085	13.327	0.210
10.000	0.134	0.149	-26.051	-6.556	-0.979	16.031	2.393
10.134	0.131	0.146	-26.051	-8.834	-1.286	19.128	2.786
10.265	0.075	0.075	3.649	3.386	0.255	19.243	1.447
10.340	0.134	0.134	3.649	3.846	0.517	21.727	2.920
10.474	0.134	0.134	3.649	4.435	0.596	24.426	3.283
10.608	0.072	0.072	3.649	4.888	0.351	25.378	1.824
10.680	0.134	0.134	3.649	5.340	0.718	27.182	3.654

10.814	0.134	0.134	3.649	5.930	0.797	29.375	3.948
10.948	0.072	0.072	3.649	6.382	0.459	30.678	2.205
11.020	0.050	0.051	3.649	6.536	0.330	31.273	1.580
11.070	0.134	0.146	23.018	22.827	3.327	24.856	3.623
11.205	0.134	0.146	23.018	22.403	3.265	24.458	3.565
11.339	0.134	0.146	23.018	21.979	3.203	24.054	3.506
11.473	0.134	0.146	23.018	21.555	3.141	23.636	3.445
11.607	0.134	0.146	23.018	21.131	3.080	23.200	3.381
11.741	0.134	0.146	23.018	20.707	3.018	22.750	3.316
11.875	0.134	0.146	23.018	20.283	2.956	22.299	3.250
12.009	0.134	0.146	23.018	19.859	2.894	21.840	3.183
12.143	0.134	0.146	23.018	19.435	2.832	21.391	3.118
12.278	0.134	0.146	23.018	19.011	2.771	20.931	3.050
12.412	0.107	0.116	23.018	18.630	2.157	20.513	2.375
12.518	0.134	0.155	30.355	21.368	3.322	17.861	2.776
12.652	0.134	0.155	30.355	20.681	3.215	17.304	2.690
12.787	0.058	0.068	30.355	20.188	1.363	16.903	1.142
12.845	0.134	0.155	30.355	19.695	3.061	21.289	3.309
12.979	0.134	0.155	30.355	19.008	2.955	20.568	3.197
13.113	0.134	0.155	30.355	18.320	2.848	19.807	3.079
13.247	0.134	0.155	30.355	17.633	2.741	19.065	2.963
13.381	0.134	0.155	30.355	16.945	2.634	18.285	2.842
13.516	0.004	0.005	30.355	16.590	0.085	17.898	0.092
13.520	0.134	0.155	30.355	17.495	2.720	18.853	2.931
13.654	0.134	0.155	30.355	19.328	3.004	20.829	3.238
13.788	0.072	0.083	30.355	20.734	1.724	22.336	1.857
13.860	0.134	0.155	30.355	20.881	3.246	22.509	3.499
13.994	0.134	0.155	30.355	20.193	3.139	21.802	3.389
14.128	0.134	0.155	30.355	19.506	3.032	21.041	3.271
14.262	0.092	0.107	30.355	18.926	2.022	20.419	2.182

14.355	0.134	0.155	30.365	18.349	2.853	19.800	3.078
14.489	0.134	0.155	30.365	17.661	2.746	19.049	2.961
14.623	0.134	0.155	30.365	16.973	2.639	18.314	2.847
14.757	0.134	0.155	30.365	16.286	2.532	17.579	2.733
14.891	0.134	0.155	30.365	15.598	2.425	16.828	2.616
15.025	0.134	0.155	30.365	14.910	2.318	16.087	2.501
15.159	0.134	0.155	30.365	14.222	2.211	15.348	2.386
15.294	0.134	0.155	30.365	13.534	2.104	14.631	2.275
15.428	0.134	0.155	30.365	12.847	1.997	13.900	2.161
15.562	0.134	0.155	30.365	12.159	1.890	13.158	2.046
15.696	0.134	0.155	30.365	11.471	1.783	12.421	1.931
15.830	0.134	0.155	30.365	10.783	1.676	11.717	1.822
15.964	0.001	0.002	30.365	10.436	0.018	11.331	0.020
15.966	0.134	0.185	43.415	10.960	2.024	8.071	1.490
16.100	0.134	0.185	43.415	9.727	1.796	7.228	1.335
16.234	0.134	0.185	43.415	8.495	1.569	6.345	1.172
16.368	0.086	0.118	43.415	7.484	0.884	5.609	0.663
16.454	0.048	0.067	43.415	-0.844	-0.056	10.205	0.679
16.502	0.134	0.185	43.415	6.030	1.113	4.491	0.829
16.636	0.134	0.185	43.415	4.797	0.886	3.569	0.659
16.771	0.134	0.185	43.415	3.564	0.658	2.650	0.489
16.905	0.134	0.185	43.415	2.332	0.431	1.639	0.303
17.039	0.134	0.185	43.415	1.099	0.203	0.748	0.138
17.173	0.053	0.072	43.415	0.241	0.017	0.162	0.012

LEGENDA SIMBOLI

X(m) : Ascissa sinistra concio
dx(m) : Larghezza concio
dl(m) : lunghezza base concio
alpha(°) : Angolo pendenza base concio

TauStress(kPa) : Sforzo di taglio su base concio

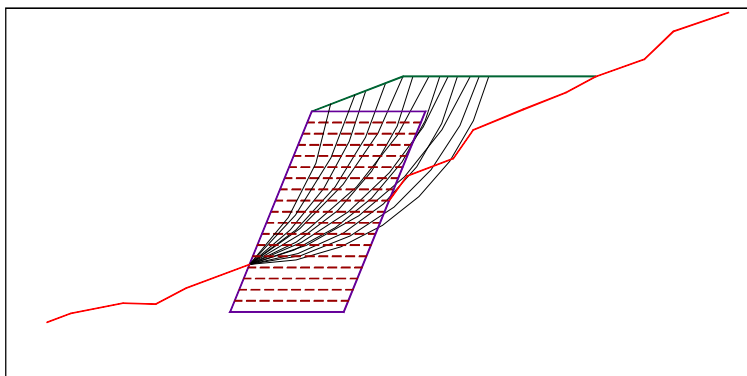
TauF (kN/m) : Forza di taglio su base concio

TauStrength(kPa) : Resistenza al taglio su base concio

TauS (kN/m) : Forza resistente al taglio su base concio

8.6 Verifica di stabilità interna

La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata.



Risultati:

