



REGIONE CAMPANIA

COMUNE DI PALOMONTE

PROVINCIA DI SALERNO

**progetto : sistemazione e ammodernamento strada
comunale di collegamento tra strade provinciali sp n. 205
e sp 36 b**

**localita' Madonna delle Grazie -Fontana -salici- Vonghia- Canne secche
ed altre**

progetto definitivo / esecutivo

COMMITTENTE
COMUNE DI PALOMONTE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

progettazione
UFFICIO TECNICO COMUNALE

ELABORATO : **relazione materiali e calcoli**

Codice elaborato:

8

Rev:

Nome file:

Scala:

00	EMISSIONE			
Rev.	Descrizione	Redatto rdg	Controllato	Data

**Relazione illustrativa sui materiali e sulle dosature,
ai sensi e per gli effetti dell'art. 4 b della legge N° 1086 del 5.11.1971**

Oggetto della presente relazione è la descrizione delle caratteristiche dei materiali da impiegare per la costruzione delle opere in c.a. relative alla struttura in oggetto.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo per le strutture in C.A. dovrà presentare le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned} R_{ck} &\geq 250 \text{ Kg/cm}^2 & \sigma_c &\geq 85.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ & & \tau_{co} &\geq 5.33 \text{ Kg/cm}^2 \\ & & \tau_{cl} &\geq 16.90 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Dosature dei materiali

La dosatura dei materiali è orientativamente la seguente per m³ d'impasto, salvo la preparazione dei provini:

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	125 litri
cemento tipo 425	3 q/m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 15 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere limpida, priva di sali in percentuale dannosa e non aggressiva.

Acciai

Le armature metalliche saranno costituite da barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo FeB44k controllato in stabilimento ($\sigma_{amm} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$). All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili e pieghe. E' tollerata una ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto. Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

UFFICIO TECNICO COMUNALE

RELAZIONE DI CALCOLO

Normativa di riferimento

- Provvedimenti per le costruzioni con prescrizioni per zone sismiche (Legge 2/2/74 , D.M. 16/1/96 e D.M. 11/3/1988)
- Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/1/96)
- Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 5/11/71, n.1086 e D.M. 14/2/92)
- D.M. 11/3/88; Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

-*Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri* n. 3274 del 20 marzo 2003:

I) **Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.**

II) **Allegato 2** – Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

III) **Allegato 3** – Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti.

IV) **Allegato 4** – Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Testo Unico

Norme tecniche per le costruzioni 2005

Norme tecniche di cui al [DM 14 gennaio 2008](#)

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

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

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_A :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

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

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

In assenza di studi specifici, i coefficienti k_h e k_v devono essere calcolati come:

$$k_h = S a_g / r \quad k_v = 0,5 k_h$$

in cui $S a_g$ rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico definite dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003. Al fattore r viene può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

Carico uniforme sul terrapieno

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

$$P_q = K_A \times Q \times \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\epsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\epsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

dove:

H altezza muro

k_v coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

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 θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mu k_v}$$

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 misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2\beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi + \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta - \epsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \epsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

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

Dove:

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

c_u coesione non drenata
 q pressione litostatica totale sul piano di posa
 s_c Fattore di forma

$s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

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

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

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

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

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

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

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

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

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n -tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n -tratti.

Convenzione segni

Forze verticali positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali positive se dirette da monte verso valle;
Coppie positive se antiorarie;
Angoli positivi se antiorari.

MURO TIPOLOGIA 1

Dati generali

Calcolo di resistenza	Tensioni ammissibili
Zona seconda categoria	
Coefficiente sismico orizzontale (Kh)	0,07

Dati generali muro

Altezza muro	250,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	150,0 cm
Sporgenza mensola a monte	30,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	30,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	30,0 cm

Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

Classe conglomerato Rck 250	
Tensione normale ammissibile	85,0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Tauco	5,33 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Taucl	16,86 Kg/cm ²
Acciaio Tipo FeB 44K	
Modulo elastico	2100000 Kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2600,0 Kg/cm ²
Modulo di omogenizzazione (Es/Ec)	15,0
Copriferro	
	3,0 cm

Stratigrafia

DH	Passo minimo (cm)
Eps	Inclinazione dello strato.
Gamma	Peso unità di volume
Fi	Angolo di resistenza a taglio
c	Coesione
Delta	Fondazione a Monte:
P.F.	Presenza di falda (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	380	0	2000,00	30	0,00	19	No		

FATTORI DI COMBINAZIONE

Combinazione

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1

Combinazione**CALCOLO SPINTE****Discretizzazione terreno**

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
280,0	230,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
230,0	180,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
180,0	130,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
130,0	80,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
80,0	30,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
Ka	Coefficiente di spinta attiva;
Kd	Coefficiente di spinta dinamica;
Dk	Coefficiente di incremento dinamico;
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato;
Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	280,0	230,0	141,49	54,31	252,14	252,14
2	230,0	180,0	238,48	91,54	203,31	203,31
3	180,0	130,0	335,47	128,77	153,8	153,8
4	130,0	80,0	432,45	166,0	104,07	104,07
5	80,0	30,0	529,44	203,23	54,24	54,24

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kg);
Px	Forza inerziale (kg);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
-------	----	----	----	----

230,0	26,25	375,0	165,0	255,0
180,0	52,5	750,0	165,0	230,0
130,0	78,75	1125,0	165,0	205,0
80,0	105,0	1500,0	165,0	180,0
30,0	131,25	1875,0	165,0	155,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
230,0	167,74	429,31	29,75	30,0
180,0	432,47	895,86	162,03	30,0
130,0	794,18	1399,63	445,33	30,0
80,0	1252,89	1940,63	928,16	30,0
30,0	1808,58	2518,87	1659,0	30,0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv	Area dei ferri lato valle;
Afm	Area dei ferri lato monte;
σ_c	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σ_{ft}	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σ_{fc}	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afv	Afm	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	0,33	0,36	4,32	0,07
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	2,08	53,32	21,84	0,18
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	6,12	244,23	54,48	0,33
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	12,93	608,34	104,78	0,52
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	23,17	1186,86	177,11	0,74

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (210,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (210,0/280,0)

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
280,0	230,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
230,0	180,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
180,0	130,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
130,0	80,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
80,0	30,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	

30,0 0,0 2000,0 0,0 30,0 19,0 0,0 0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta;
 K_a Coefficiente di spinta attiva;
 K_d Coefficiente di spinta dinamica;
 D_k Coefficiente di incremento dinamico;
 K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
 D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
19,0	0,3	0,34	0,05	0,28	0,1	0,04	0,01

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato;
 Q_f Quota fine strato;
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	280,0	230,0	175,47	98,27	252,46	252,38
2	230,0	180,0	282,35	159,98	203,42	203,39
3	180,0	130,0	389,24	221,68	153,86	153,84
4	130,0	80,0	496,12	283,39	104,1	104,09
5	80,0	30,0	603,0	345,1	54,26	54,25
6	30,0	0,0	415,3	232,96	14,74	14,84

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
 Q_f Quota finale strato (cm);
 Γ Peso unità di volume (Kg/m^3);
 ϵ_{ps} Inclinazione dello strato. ($^\circ$);
 F_i Angolo di resistenza a taglio ($^\circ$);
 Δ Angolo di attrito terra muro ($^\circ$);
 c Coesione (Kg/cm^2);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte ($^\circ$);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q_i	Q_f	Γ	ϵ_{ps}	F_i	Δ	c	β	Note
30,0	0,0	2000,0	180,0	30,0	19,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta;
 K_p Coefficiente di resistenza passiva;
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva;

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
199,0	0,86	-0,81	-0,28

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato;

Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	30,0	0,0	-73,2	-25,2	10,0	10,0

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	2361,48	1341,38	-295,79
Peso muro	131,25	1875,0	-2890,31
Peso fondazione	110,25	1575,0	-1637,21
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	94,5	1350,0	-2486,03
Spinte fondazione	-73,2	-25,2	-7,32
	2624,28	6116,18	-7316,66

Momento stabilizzante	-10196,9 kgm
Momento ribaltante	2880,24 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	2697,48 kg
Sommatoria forze verticali	6141,38 kg
Coefficiente di attrito	0,58
Adesione	0,0 Kg/cm ²
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	6141,38 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	2697,48 kg
Resistenza terreno	3618,93 kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,34

Traslazione verificata Csd>1,3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-10196,9 kgm
Momento ribaltante	2880,24 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	3,54

Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	2624,28 kg
Somma forze in direzione y (Fy)	6116,18 kg
Somma momenti	-7316,66 kgm
Larghezza fondazione	210,0 cm
Larghezza fondazione	100,0 cm
Eccentricità su B	14,63 cm
Peso unità di volume	2000,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	30,0 °
Coesione	0,0 Kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	30,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	2000,0 Kg/m ³
Nq	18,4
Nc	30,14
Ng	22,4
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0

iq	0,33
ic	0,29
ig	0,2
Carico limite verticale (Qlim)	21141,73 kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	3,46
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	119,63 cm
Larghezza della fondazione	210,0 cm

x = 0,0 cm Tensione...	0,17 Kg/cm ²
x = 210,0 cm Tensione...	0,41 Kg/cm ²

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
150,0	-73,2	-2747,2	-1748,65	30,0

Armature - Tension i

Afi	Area dei ferri inferiori;
Afs	Area dei ferri superiori;
σc	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σft	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σfc	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afi	Afs	σc	σft	σfc	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	24,26	1528,85	153,54	1,13

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
180,0	415,3	1879,38	-481,81	30,0

Armature - Tensioni (T.A.)

Afi	Area dei ferri inferiori;
Afs	Area dei ferri superiori;
σc	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σft	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σfc	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afi	Afs	σc	σft	σfc	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	6,59	469,23	35,67	0,77

MURO TIPOLOGIA 2

Dati generali

Calcolo di resistenza	Tensioni ammissibili
Zona seconda categoria	
Coefficiente sismico orizzontale (Kh)	0,07

Dati generali muro

Altezza muro	220,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	100,0 cm
Sporgenza mensola a monte	50,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	30,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	30,0 cm

Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

Classe conglomerato Rck 250	
Tensione normale ammissibile	85,0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Tauco	5,33 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Taucl	16,86 Kg/cm ²
Acciaio Tipo FeB 44K	
Modulo elastico	2100000 Kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2600,0 Kg/cm ²
Modulo di omogenizzazione (Es/Ec)	15,0
Copriferro	3,0 cm

Stratigrafia

DH	Passo minimo (cm)
Eps	Inclinazione dello strato.
Gamma	Peso unità di volume
Fi	Angolo di resistenza a taglio
c	Coesione
Delta	Fondazione a Monte:
P.F.	Presenza di falda (Si/No)

Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	350	0	2000,00	30	0,00	19	No		

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (Kg/cm ²)	Valore finale (Kg/cm ²)	Profondità (cm)
Carico Strada	10,0	300,0	0,05	0,05	10,0

FATTORI DI COMBINAZIONE

Combinazione

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00

4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Carico Strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Combinazione

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
250,0	206,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
206,0	162,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
162,0	118,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
118,0	74,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
74,0	30,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
Ka	Coefficiente di spinta attiva;
Kd	Coefficiente di spinta dinamica;
Dk	Coefficiente di incremento dinamico;
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato;
Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	250,0	206,0	175,17	67,24	226,43	226,43
2	206,0	162,0	250,28	96,07	182,9	182,9
3	162,0	118,0	325,39	124,9	139,15	139,15

4	118,0	74,0	400,49	153,74	95,31	95,31
5	74,0	30,0	475,6	182,57	51,42	51,42

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kg);
Px	Forza inerziale (kg);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
206,0	23,1	330,0	115,0	228,0
162,0	46,2	660,0	115,0	206,0
118,0	69,3	990,0	115,0	184,0
74,0	92,4	1320,0	115,0	162,0
30,0	115,5	1650,0	115,0	140,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
206,0	198,27	397,24	30,78	30,0
162,0	471,65	823,32	161,0	30,0
118,0	820,14	1278,22	423,7	30,0
74,0	1243,73	1761,96	851,94	30,0
30,0	1742,44	2274,52	1478,76	30,0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv	Area dei ferri lato valle;
Afm	Area dei ferri lato monte;
σ_c	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σ_{ft}	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σ_{fc}	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afv	Afm	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	0,33	0,86	4,33	0,08
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	2,1	58,62	21,49	0,19
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	5,84	237,69	51,41	0,34
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	11,87	560,39	95,98	0,51
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	20,65	1054,82	158,2	0,72

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (180,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (180,0/250,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);

c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
250,0	206,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
206,0	162,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
162,0	118,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
118,0	74,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
74,0	30,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
30,0	0,0	2000,0	0,0	30,0	19,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
Ka	Coefficiente di spinta attiva;
Kd	Coefficiente di spinta dinamica;
Dk	Coefficiente di incremento dinamico;
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
19,0	0,3	0,34	0,05	0,28	0,1	0,04	0,01

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato;
Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	250,0	206,0	203,47	114,8	226,51	226,47
2	206,0	162,0	286,24	162,59	182,94	182,92
3	162,0	118,0	369,01	210,37	139,18	139,17
4	118,0	74,0	451,78	258,16	95,33	95,32
5	74,0	30,0	534,55	305,95	51,43	51,43
6	30,0	0,0	417,76	223,01	14,74	14,83

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
30,0	0,0	2000,0	180,0	30,0	19,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta;
 K_p Coefficiente di resistenza passiva;
 K_{px}, K_{py} Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva;

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
199,0	0,86	-0,81	-0,28

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i Quota inizio strato;
 Q_f Quota inizio strato;
 R_{px}, R_{py} Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
 $Z(R_{px})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 $Z(R_{py})$ Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	30,0	0,0	-73,2	-25,2	10,0	10,0

Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kg);
 F_y Forza in direzione y (kg);
 M Momento (kgm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	2262,81	1274,87	-29,47
Peso muro	115,5	1650,0	-1735,8
Peso fondazione	94,5	1350,0	-1200,83
Sovraccarico	17,5	250,0	-343,75
Terr. fondazione	138,6	1980,0	-2874,96
Spinte fondazione	-73,2	-25,2	-7,32
	2555,71	6479,67	-6192,12

Momento stabilizzante -8863,77 kgm
 Momento ribaltante 2671,65 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	2628,91 kg
Sommatoria forze verticali	6504,87 kg
Coefficiente di attrito	0,58
Adesione	0,0 Kg/cm ²
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	6504,87 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	2628,91 kg
Resistenza terreno	3828,79 kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,46
Traslazione verificata Csd>1,3	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-8863,77 kgm
Momento ribaltante	2671,65 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	3,32
Muro verificato a ribaltamento Csv>1,5	

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	2555,71 kg
Somma forze in direzione y (Fy)	6479,67 kg
Somma momenti	-6192,12 kgm
Larghezza fondazione	180,0 cm
Larghezza fondazione	100,0 cm
Eccentricità su B	5,56 cm
Peso unità di volume	2000,0 Kg/m ³

Angolo di resistenza al taglio	30,0 °
Coesione	0,0 Kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	30,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	2000,0 Kg/m ³
Nq	18,4
Nc	30,14
Ng	22,4
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0
iq	0,37
ic	0,33
ig	0,22
Carico limite verticale (Qlim)	21026,39 kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	3,24
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	95,56 cm
Larghezza della fondazione	180,0 cm

x = 0,0 cm Tensione...	0,29 Kg/cm ²
x = 180,0 cm Tensione...	0,43 Kg/cm ²

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-73,2	-2578,2	-1235,28	30,0

Armature - Tension i

Afi	Area dei ferri inferiori;
Afs	Area dei ferri superiori;
σc	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σft	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σfc	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afi	Afs	σc	σft	σfc	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	17,14	1077,66	108,77	1,06

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
130,0	417,76	2058,87	-826,34	30,0

Armature - Tensioni (T.A.)

Afi	Area dei ferri inferiori;
Afs	Area dei ferri superiori;
σ_c	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σ_{ft}	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σ_{fc}	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	11,37	772,17	65,83	0,85

MURO TIPOLOGIA 3

Dati generali

Calcolo di resistenza	Tensioni ammissibili
Zona seconda categoria	
Coefficiente sismico orizzontale (Kh)	0,07

Dati generali muro

Altezza muro	150,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	60,0 cm
Sporgenza mensola a monte	30,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	30,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	30,0 cm

Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

Classe conglomerato Rck 250	
Tensione normale ammissibile	85,0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Tauco	5,33 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile Taucl	16,86 Kg/cm ²
Acciaio Tipo FeB 44K	
Modulo elastico	2100000 Kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2600,0 Kg/cm ²
Modulo di omogenizzazione (Es/Ec)	15,0
Copriferro	3,0 cm

Stratigrafi a

DH	Passo minimo (cm)								
Eps	Inclinazione dello strato.								
Gamma	Peso unità di volume								
Fi	Angolo di resistenza a taglio								
c	Coesione								
Delta	Fondazione a Monte:								
P.F.	Presenza di falda (Si/No)								
Ns	DH (cm)	Eps (°)	Gamma (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Delta (°)	P.F.	Litologia	Descrizione
1	280	0	2000,00	30	0,00	19	No		

FATTORI DI COMBINAZIONE

Combinazione

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Combinazione

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
180,0	150,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
150,0	120,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
120,0	90,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
90,0	60,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	
60,0	30,0	1800,0	0,0	32,0	21,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
Ka	Coefficiente di spinta attiva;
Kd	Coefficiente di spinta dinamica;
Dk	Coefficiente di incremento dinamico;
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02
21,0	0,28	0,32	0,04	0,26	0,1	0,04	0,02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato;
Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
------	----	----	-----	-----	--------	--------

1	180,0	150,0	50,94	19,55	163,29	163,29
2	150,0	120,0	85,85	32,96	133,98	133,98
3	120,0	90,0	120,77	46,36	104,28	104,28
4	90,0	60,0	155,68	59,76	74,44	74,44
5	60,0	30,0	190,6	73,16	44,54	44,54

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kg);
Px Forza inerziale (kg);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
150,0	15,75	225,0	75,0	165,0
120,0	31,5	450,0	75,0	150,0
90,0	47,25	675,0	75,0	135,0
60,0	63,0	900,0	75,0	120,0
30,0	78,75	1125,0	75,0	105,0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm);
Fx Forza in direzione x (kg);
Fy Forza in direzione y (kg);
M Momento (kgm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
150,0	66,69	244,55	6,2	30,0
120,0	168,29	502,51	35,63	30,0
90,0	304,81	773,87	98,76	30,0
60,0	476,24	1058,63	206,08	30,0
30,0	682,59	1356,79	368,06	30,0

Tensioni - Armature parete (T.A.)

Afv Area dei ferri lato valle;
Afm Area dei ferri lato monte;
 σ_c Tensione calcestruzzo (Kg/cm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (Kg/cm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (Kg/cm²);
 τ Tensione tangenziale (Kg/cm²);

Afv	Afm	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	0,12	0,71	1,63	0,03
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	0,39	0,54	5,13	0,07
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	1,15	16,8	13,5	0,13
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	2,69	74,63	27,53	0,2
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	5,0	182,24	46,48	0,28

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (120,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (120,0/180,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
Gamma Peso unità di volume (Kg/m³);

Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
180,0	150,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
150,0	120,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
120,0	90,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
90,0	60,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
60,0	30,0	2000,0	0,0	30,0	30,0	0,0	0,0	
30,0	0,0	2000,0	0,0	30,0	19,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
Ka	Coefficiente di spinta attiva;
Kd	Coefficiente di spinta dinamica;
Dk	Coefficiente di incremento dinamico;
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva;
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico;

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
30,0	0,3	0,35	0,05	0,26	0,15	0,04	0,03
19,0	0,3	0,34	0,05	0,28	0,1	0,04	0,01

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato;
Qf	Quota inizio strato;
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	180,0	150,0	66,3	36,45	163,55	163,48
2	150,0	120,0	104,78	58,67	134,08	134,05
3	120,0	90,0	143,26	80,88	104,33	104,31
4	90,0	60,0	181,73	103,1	74,47	74,46
5	60,0	30,0	220,21	125,32	44,56	44,56
6	30,0	0,0	260,89	143,8	14,59	14,74

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (Kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
30,0	0,0	2000,0	180,0	30,0	19,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta;
K_p	Coefficiente di resistenza passiva;
K_{px}, K_{py}	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva;

μ	K_p	K_{px}	K_{py}
199,0	0,86	-0,81	-0,28

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato;
Q_f	Quota inizio strato;
R_{px}, R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kg);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Zona	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	30,0	0,0	-73,2	-25,2	10,0	10,0

Sollecitazioni totali

F_x	Forza in direzione x (kg);
F_y	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	977,17	548,23	12,04
Peso muro	78,75	1125,0	-761,06
Peso fondazione	63,0	900,0	-530,55
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	56,7	810,0	-790,97
Spinte fondazione	-73,2	-25,2	-7,32
	1102,42	3358,03	-2077,86

Momento stabilizzante	-2892,12 kgm
Momento ribaltante	814,26 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	1175,62 kg
Sommatoria forze verticali	3383,23 kg
Coefficiente di attrito	0,58
Adesione	0,0 Kg/cm ²
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	3383,23 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	1175,62 kg
Resistenza terreno	2026,51 kg
Coeff. sicurezza traslazione C_{sd}	1,72

Traslazione verificata $C_{sd} > 1,3$

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-2892,12 kgm
Momento ribaltante	814,26 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	3,55

Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1,5$

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	1102,42 kg
Somma forze in direzione y (F_y)	3358,03 kg
Somma momenti	-2077,86 kgm
Larghezza fondazione	120,0 cm

Larghezza fondazione	100,0 cm
Eccentricità su B	1,88 cm
Peso unità di volume	2000,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	30,0 °
Coesione	0,0 Kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	30,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	2000,0 Kg/m ³
Nq	18,4
Nc	30,14
Ng	22,4
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0
iq	0,45
ic	0,42
ig	0,3
Carico limite verticale (Qlim)	14965,24 kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	4,46
Carico limite verificato Csq>2	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	61,88 cm
Larghezza della fondazione	120,0 cm

x = 0,0 cm Tensione...	0,25 Kg/cm ²
x = 120,0 cm Tensione...	0,31 Kg/cm ²

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
60,0	-73,2	-1175,2	-348,46	30,0

Armature - Tension i

Afi	Area dei ferri inferiori;
Afs	Area dei ferri superiori;
σc	Tensione calcestruzzo (Kg/cm ²);
σft	Tensione acciaio teso (Kg/cm ²);
σfc	Tensione acciaio compresso (Kg/cm ²);
τ	Tensione tangenziale (Kg/cm ²);

Afi	Afs	σc	σft	σfc	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	4,84	298,26	31,43	0,48

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
M	Momento (kgm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

90,0 260,89 774,23 -198,54 30,0

Armature - Tensioni (T.A.)

Afi Area dei ferri inferiori;
Afs Area dei ferri superiori;
 σ_c Tensione calcestruzzo (Kg/cm²);
 σ_{ft} Tensione acciaio teso (Kg/cm²);
 σ_{fc} Tensione acciaio compresso (Kg/cm²);
 τ Tensione tangenziale (Kg/cm²);

Afi	Afs	σ_c	σ_{ft}	σ_{fc}	τ
4Ø12 (4,52)	4Ø12 (4,52)	2,69	203,35	13,21	0,32

RELAZIONE DI CALCOLO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni

Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005. Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005.
Supplemento Ordinario n. 159

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

DM 14 gennaio 2008

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno

bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

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

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

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

Metodo dei conci

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

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

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i

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

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

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

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

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

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

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

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

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

Metodo di FELLENIUS (1927)

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

n valori delle forze normali N_i ;

n valori delle forze da taglio T_i ;

I 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;

I equazione di equilibrio dei momenti globale.

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

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

Metodo di BISHOP (1955)

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

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

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

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

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

Metodo di JANBU (1967)

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

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

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

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

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

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

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

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

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

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

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

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

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

in cui

F = il fattore di sicurezza;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F .

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

Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

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

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

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

Metodo di SARMA (1973)

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

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

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

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

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

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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

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

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

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

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

Si ha pertanto:

$$K = K_c \text{ accelerazione critica se } F = 1$$

$$F = F_s \text{ fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K = 0$$

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

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

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

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

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

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

a) le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ .

tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i = 1, \dots, n$

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

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

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

dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

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

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

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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

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

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

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

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

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

Valutazione dell’azione sismica

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

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

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

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

Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

MURO TIPOLOGIA 1

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati 1,0
 Numero dei conci 10,0
 No sisma;
Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m) 4,99
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m) 8,11
 Ascissa vertice destro superiore xs (m) 8,01
 Ordinata vertice destro superiore ys (m) 11,13
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 10,0
 Numero di celle lungo y 10,0

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,3
2	5,0	5,3
3	6,5	5,3
4	6,8	7,8
5	6,8	7,8
6	8,8	7,8
7	12,55	7,8

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0	30	2000	2000	4,00	

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato 1,37
 Ascissa centro superficie (m) 5,9
 Ordinata centro superficie (m) 8,11
 Raggio superficie (m) 3,48

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

Analisi dei conci; superficie...xc = 5,897 yc = 8,113 Rc = 3,484 Fs=1,3706

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
-----	---	------	----	----	-------	-------	---	----	----	-----	----

	(m)	(°)	(m)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(kg/cm ²)	(°)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
1	0,55	-30,9	0,64	201,64	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	313,9	132,2
2	0,55	-20,7	0,59	495,12	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	629,5	265,2
3	0,55	-11,2	0,56	668,98	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	744,0	313,4
4	0,55	-2,0	0,55	739,46	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	751,0	316,4
5	0,75	8,8	0,76	944,45	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	897,3	378,0
6	0,36	18,1	0,38	2139,31	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1978,3	833,3
7	0,55	26,3	0,62	3110,31	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2871,5	1209,6
8	0,55	37,0	0,69	2736,2	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2601,1	1095,7
9	0,55	49,8	0,86	2165,55	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2239,1	943,2
10	0,55	70,9	1,69	1193,31	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1644,0	692,5

MURO TIPOLOGIA 2

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati 1,0
 Numero dei conci 10,0

No sisma;

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m) 4,63
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m) 7,78
 Ascissa vertice destro superiore xs (m) 7,37
 Ordinata vertice destro superiore ys (m) 10,52
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 10,0
 Numero di celle lungo y 10,0

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	2,0	5,3
2	5,0	5,3
3	6,0	5,3
4	6,3	7,5
5	6,3	7,5
6	8,3	7,5
7	11,6	7,5

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0	30	2000	2000	4,00	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	6,4	7,5	9,3	7,5	0,05

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato		1,41
Ascissa centro superficie	(m)	5,59
Ordinata centro superficie	(m)	7,91
Raggio superficie	(m)	3,28

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

Analisi dei conci; superficie...xc = 5,589 yc = 7,912 Rc = 3,283 Fs=1,4085

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,52	-31,9	0,62	188,99	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	298,7	122,4
2	0,52	-21,5	0,56	464,33	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	595,6	244,2
3	0,52	-11,9	0,54	629,18	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	704,1	288,6
4	0,52	-2,7	0,53	699,44	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	713,8	292,6
5	0,6	7,2	0,61	775,48	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	743,1	304,6
6	0,45	16,6	0,47	2620,1	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2436,4	998,7
7	0,52	25,8	0,58	2933,58	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2719,4	1114,7
8	0,52	36,6	0,65	2603,07	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2485,2	1018,7
9	0,52	49,3	0,8	2097,71	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	2178,6	893,0
10	0,52	69,6	1,5	1190,66	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1623,7	665,6

MURO TIPOLOGIA 3

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	1,0
Numero dei conci	10,0
No sisma;	
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	(m)	4,44
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	(m)	6,99
Ascissa vertice destro superiore xs	(m)	6,76
Ordinata vertice destro superiore ys	(m)	9,32
Passo di ricerca		10,0
Numero di celle lungo x		10,0
Numero di celle lungo y		10,0

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
---	----------	----------

1	2,0	5,3
2	5,0	5,3
3	5,6	5,3
4	5,9	6,8
5	5,9	6,8
6	7,9	6,8
7	10,15	6,8

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	0	30	2000	2000	4,00	

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato		1,7
Ascissa centro superficie	(m)	5,25
Ordinata centro superficie	(m)	7,34
Raggio superficie	(m)	2,65

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

Analisi dei concii; superficie...xc = 5,251 yc = 7,337 Rc = 2,654 Fs=1,7016

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,43	-34,2	0,52	139,11	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	218,8	74,2
2	0,43	-23,5	0,47	341,98	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	437,8	148,5
3	0,43	-13,7	0,44	466,04	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	522,9	177,4
4	0,43	-4,3	0,43	524,21	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	539,3	183,0
5	0,63	7,3	0,64	751,03	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	725,7	246,2
6	0,23	16,8	0,24	920,42	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	872,1	295,9
7	0,43	24,4	0,47	1617,47	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1539,3	522,3
8	0,43	35,2	0,53	1406,61	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1389,3	471,4
9	0,43	47,9	0,64	1082,56	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	1173,6	398,2
10	0,43	66,6	1,08	541,0	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0	763,1	258,9

I TECNICI

RISULTATI DEL CALCOLO

NODI DI DISCRETIZZAZIONE DELLE TRAVI: COORDINATE E RIGIDEZZE ELASTICHE TERRENO

Nodo numero assegnato dal programma ai nodi di discretizzazione delle travi
 X, Y coordinate dei nodi in cm nel sistema di riferimento generale della struttura
 Xprogr. ascissa progressiva del nodo misurata a partire dal tratto deformabile della trave
 Ar.Infl. superficie (cm²) del terreno di fondazione (o di rinfiacco) attribuita al nodo nell'interazione col terreno
 Kx rigidezza nodale (in daN/cm) alla trasl. tangente all'asse trave (posta pari ad 1/2 di quella normale)
 Ky rigidezza nodale (in daN/cm) alla trasl. normale all'asse trave
 Krot rigidezza nodale alla rotazione (in daNm/rad) con spostamenti che producano il distacco tra nodo e terreno (calcolo non lineare).

TRAVE n. 1		Trave di fondazione			Kwinkler = 3,80		
Nodo	X	Y	Xprogr.	Ar.Infl.	Kx	Ky	Krot
N1	0,0	0,0		0	2850	5700	0
5	15,0	0,0	0,0	0	3325	6650	0
6	35,0	0,0	20,0	0	3800	7600	0
7	55,0	0,0	40,0	0	3800	7600	0
8	75,0	0,0	60,0	0	3800	7600	0
9	95,0	0,0	80,0	0	3800	7600	0
10	115,0	0,0	100,0	0	3800	7600	0
11	135,0	0,0	120,0	0	3325	6650	0
N2	150,0	0,0		0	2850	5700	0

TRAVE n. 2		Piedritto di sinistra			Kwinkler = 0,00		
Nodo	X	Y	Xprogr.	Ar.Infl.	Kx	Ky	Krot
N1	0,0	0,0		0	2850	5700	0
12	0,0	15,0	0,0	0	0	0	0
13	0,0	35,0	20,0	0	0	0	0
14	0,0	55,0	40,0	0	0	0	0
15	0,0	75,0	60,0	0	0	0	0
16	0,0	95,0	80,0	0	0	0	0
17	0,0	115,0	100,0	0	0	0	0
18	0,0	135,0	120,0	0	0	0	0
N3	0,0	150,0		0	0	0	0

TRAVE n. 3		Piedritto di destra			Kwinkler = 0,00		
Nodo	X	Y	Xprogr.	Ar.Infl.	Kx	Ky	Krot
N2	150,0	0,0		0	2850	5700	0
19	150,0	15,0	0,0	0	0	0	0
20	150,0	35,0	20,0	0	0	0	0
21	150,0	55,0	40,0	0	0	0	0
22	150,0	75,0	60,0	0	0	0	0
23	150,0	95,0	80,0	0	0	0	0
24	150,0	115,0	100,0	0	0	0	0
25	150,0	135,0	120,0	0	0	0	0
N4	150,0	150,0		0	0	0	0

TRAVE n. 4		Traverso					
Nodo	X	Y	Xprogr.	Ar.Infl.	Kx	Ky	Krot
N3	0,0	150,0		0	0	0	0
26	15,0	150,0	0,0	0	0	0	0
27	35,0	150,0	20,0	0	0	0	0
28	55,0	150,0	40,0	0	0	0	0
29	75,0	150,0	60,0	0	0	0	0
30	95,0	150,0	80,0	0	0	0	0
31	115,0	150,0	100,0	0	0	0	0
32	135,0	150,0	90,0	0	0	0	0
N4	150,0	150,0		0	0	0	0

CARICHI RIPARTITI APPLICATI ALLE ASTE DISCRETIZZATE PER SINGOLA COMBINAZIONE

Xiniz., Xfin. ascisse (cm) iniziale e finale del congio in esame (origine = estremo iniziale flessibile)

Py1, Py2 carichi normali distribuiti (daN/m) all'estremo iniziale e finale del concio
 Px1, Px2 carichi assiali distribuiti (daN/m) all'estremo iniziale e finale del concio
 M coppia uniformemente distribuita lungo il concio (daNcm/cm). Positiva se oraria

COMBINAZIONE DI CARICO n. 1: 'PRIMA'

TRAVE n. 1		Trave di fondazione					
N.Asta	Xiniz.	Ply	Plx	Xfin.	P2y	P2x	M
1	0,0	0	0	20,0	0	0	0
2	20,0	0	0	40,0	0	0	0
3	40,0	0	0	60,0	0	0	0
4	60,0	0	0	80,0	0	0	0
5	80,0	0	0	100,0	0	0	0
6	100,0	0	0	120,0	0	0	0

TRAVE n. 2		Piedritto di sinistra					
N.Asta	Xiniz.	Ply	Plx	Xfin.	P2y	P2x	M
7	0,0	5983	2178	20,0	5657	2059	0
8	20,0	5657	2059	40,0	5331	1940	0
9	40,0	5331	1940	60,0	5005	1822	0
10	60,0	5005	1822	80,0	4679	1703	0
11	80,0	4679	1703	100,0	4353	1584	0
12	100,0	4353	1584	120,0	4026	1466	0

TRAVE n. 3		Piedritto di destra					
N.Asta	Xiniz.	Ply	Plx	Xfin.	P2y	P2x	M
13	0,0	-5983	2178	20,0	-5657	2059	0
14	20,0	-5657	2059	40,0	-5331	1940	0
15	40,0	-5331	1940	60,0	-5005	1822	0
16	60,0	-5005	1822	80,0	-4679	1703	0
17	80,0	-4679	1703	100,0	-4353	1584	0
18	100,0	-4353	1584	120,0	-4026	1466	0

TRAVE n. 4		Traverso					
N.Asta	Xiniz.	Ply	Plx	Xfin.	P2y	P2x	M
19	0,0	0	0	20,0	0	0	0
20	20,0	0	0	40,0	0	0	0
21	40,0	0	0	60,0	0	0	0
22	60,0	0	0	80,0	0	0	0
23	80,0	0	0	100,0	0	0	0
24	100,0	0	0	120,0	0	0	0

CARICHI RIPARTITI AGENTI SUI CONCI RIGIDI							
N.Asta		Ply	Plx		P2y	P2x	M
25		0	0		0	0	0,00
26		0	0		0	0	0,00
27		0	0		0	0	0,00
28		0	0		0	0	0,00
29		0	0		0	0	0,00
30		0	0		0	0	0,00
31		0	0		0	0	0,00
32		0	0		0	0	0,00
33		6472	2356		6227	2267	0,00
34		6227	2267		5983	2178	0,00
35		-6472	2356		-6227	2267	0,00
36		-6227	2267		-5983	2178	0,00
37		4026	1466		3782	1377	0,00
38		3782	1377		3537	1287	0,00
39		-4026	1466		-3782	1377	0,00
40		-3782	1377		-3537	1287	0,00

CARICHI CONCENTRATI AGENTI SUI NODI PRINCIPALI				
Nome nodo	Py (daN)	Px (daN)		M (daNm)
N1	0	0		0
N2	0	0		0
N3	0	0		0
N4	0	0		0

CARICHI VERTICALI RIPARTITI MEDI SUI CUNEI DI SPINTA DEL TERRENO

Carico medio sul cuneo di sinistra: 950 daN/m
 Carico medio sul cuneo di destra: 950 daN/m

SPOSTAMENTI E REAZIONI ELASTICHE NEI NODI DELLE TRAVI

Nodo numero dei nodi consecutivi a partire dal nodo iniziale della trave
 Spost.X spostamento (cm) del nodo in dir. X (positivo se verso sinistra)
 Spost.Y spostamento (cm) del nodo in dir. Y (positivo se verso il basso)
 Rot. rotazione (gradi sessadecimali) del nodo (positiva se oraria)
 Reaz.X reazione orizzontale (daN) dei vincoli fissi e/o elastici (positiva se verso sinistra)
 Reaz.Y reazione verticale (daN) dei vincoli fissi e/o elastici (positiva se verso il basso)
 Reaz.M coppia reagente (daNm) prodotta dei vincoli fissi e/o elastici applicati al nodo (positiva se oraria)

COMBINAZIONE DI CARICO n. 1: 'PRIMA'

Trave	Nodo	Spost.X cm	Spost.Y cm	Rot. gr°	Reaz.X daN	Reaz.Y daN	Reaz.M daNm
1	N1	-0,000384	0,095418	0,001403	1	-544	0
1	5	-0,000383	0,095783	0,001391	1	-637	0
1	6	-0,000256	0,096096	0,000508	1	-730	0
1	7	-0,000128	0,096197	0,000128	0	-731	0
1	8	0,000000	0,096215	0,000000	0	-731	0
1	9	0,000128	0,096197	-0,000128	0	-731	0
1	10	0,000256	0,096096	-0,000508	-1	-730	0
1	11	0,000383	0,095783	-0,001391	-1	-637	0
1	N2	0,000384	0,095418	-0,001403	-1	-544	0
2	N1	-0,000384	0,095418	0,001403	1	-544	0
2	12	-0,000753	0,095418	0,001413	0	0	0
2	13	-0,001328	0,095474	0,001710	0	0	0
2	14	-0,001850	0,095520	0,001174	0	0	0
2	15	-0,002095	0,095557	0,000182	0	0	0
2	16	-0,001966	0,095586	-0,000909	0	0	0
2	17	-0,001487	0,095607	-0,001767	0	0	0
2	18	-0,000795	0,095620	-0,002080	0	0	0
2	N3	-0,000251	0,095620	-0,002077	0	0	0
3	N2	0,000384	0,095418	-0,001403	-1	-544	0
3	19	0,000753	0,095418	-0,001413	0	0	0
3	20	0,001328	0,095474	-0,001710	0	0	0
3	21	0,001850	0,095520	-0,001174	0	0	0
3	22	0,002095	0,095557	-0,000182	0	0	0
3	23	0,001966	0,095586	0,000909	0	0	0
3	24	0,001487	0,095607	0,001767	0	0	0
3	25	0,000795	0,095620	0,002080	0	0	0
3	N4	0,000251	0,095620	0,002077	0	0	0
4	N3	-0,000251	0,095620	-0,002077	0	0	0
4	26	-0,000251	0,095077	-0,002071	0	0	0
4	27	-0,000167	0,094474	-0,001381	0	0	0
4	28	-0,000084	0,094113	-0,000690	0	0	0
4	29	0,000000	0,093992	0,000000	0	0	0
4	30	0,000084	0,094113	0,000690	0	0	0
4	31	0,000167	0,094474	0,001381	0	0	0
4	32	0,000251	0,095077	0,002071	0	0	0
4	N4	0,000251	0,095620	0,002077	0	0	0
NODI CONCI RIGIDI							
33		-0,000384	0,095050	0,001403	1	-271	0
5		-0,000383	0,095783	0,001391	1	-637	0
11		0,000383	0,095783	-0,001391	-1	-637	0
34		0,000384	0,095050	-0,001403	-1	-271	0
35		-0,000251	0,096163	-0,002077	0	0	0
26		-0,000251	0,095077	-0,002071	0	0	0
32		0,000251	0,095077	0,002071	0	0	0
36		0,000251	0,096163	0,002077	0	0	0

37	-0,000017	0,095418	0,001402	0	0	0
12	-0,000753	0,095418	0,001413	0	0	0
38	0,000017	0,095418	-0,001402	0	0	0
19	0,000753	0,095418	-0,001413	0	0	0
18	-0,000795	0,095620	-0,002080	0	0	0
39	0,000292	0,095620	-0,002076	0	0	0
25	0,000795	0,095620	0,002080	0	0	0
40	-0,000292	0,095620	0,002076	0	0	0

SFORZI NELLE TRAVI E PRESSIONI SUL TERRENO

Xiniz., Xfin. ascisse (cm) iniziale e finale del concio in esame (origine = estremo iniziale flessibile)
M1, V1, N1 momento flettente (daNm), taglio (daN), sforzo normale (daN) della sez. iniziale del concio
M2, V2, N2 momento flettente (daNm), taglio (daN), sforzo normale (daN) della sez. finale del concio
PTerr, P2Terr pressioni normali di contatto col terreno (daN/cm²) nella sez. iniziale e finale del concio

COMBINAZIONE DI CARICO n. 1: 'PRIMA'

TRAVE n. 1		Trave di fondazione									
N.Asta	Xiniz.	M1	V1	N1	Plterr	Xfin.	M2	V2	N2	P2terr	
1	0,0	696	-1827	5445	0,36	20,0	-330	1827	-5445	0,37	
2	20,0	330	-1097	5444	0,37	40,0	-111	1097	-5444	0,37	
3	40,0	111	-366	5444	0,37	60,0	-38	366	-5444	0,37	
4	60,0	38	366	5444	0,37	80,0	-111	-366	-5444	0,37	
5	80,0	111	1097	5444	0,37	100,0	-330	-1097	-5444	0,37	
6	100,0	330	1827	5445	0,37	120,0	-696	-1827	-5445	0,36	

TRAVE n. 2		Piedritto di sinistra									
N.Asta	Xiniz.	M1	V1	N1	Plterr	Xfin.	M2	V2	N2	P2terr	
7	0,0	-491	3580	2599	0,00	20,0	-107	-2416	-2175	0,00	
8	20,0	107	2416	2175	0,00	40,0	-479	-1317	-1775	0,00	
9	40,0	479	1317	1775	0,00	60,0	-638	-284	-1399	0,00	
10	60,0	638	284	1399	0,00	80,0	-597	685	-1047	0,00	
11	80,0	597	-685	1047	0,00	100,0	-369	1588	-718	0,00	
12	100,0	369	-1588	718	0,00	120,0	34	2426	-413	0,00	

TRAVE n. 3		Piedritto di destra									
N.Asta	Xiniz.	M1	V1	N1	Plterr	Xfin.	M2	V2	N2	P2terr	
13	0,0	491	-3580	2599	0,00	20,0	107	2416	-2175	0,00	
14	20,0	-107	-2416	2175	0,00	40,0	479	1317	-1775	0,00	
15	40,0	-479	-1317	1775	0,00	60,0	638	284	-1399	0,00	
16	60,0	-638	-284	1399	0,00	80,0	597	-685	-1047	0,00	
17	80,0	-597	685	1047	0,00	100,0	369	-1588	-718	0,00	
18	100,0	-369	1588	718	0,00	120,0	-34	-2426	-413	0,00	

TRAVE n. 4		Traverso									
N.Asta	Xiniz.	M1	V1	N1	Plterr	Xfin.	M2	V2	N2	P2terr	
19	0,0	-401	0	3560	0,00	20,0	401	0	-3560	0,00	
20	20,0	-401	0	3560	0,00	40,0	401	0	-3560	0,00	
21	40,0	-401	0	3560	0,00	60,0	401	0	-3560	0,00	
22	60,0	-401	0	3560	0,00	80,0	401	0	-3560	0,00	
23	80,0	-401	0	3560	0,00	100,0	401	0	-3560	0,00	
24	100,0	-401	0	3560	0,00	120,0	401	0	-3560	0,00	

INVILUPPO ARMATURE DI SEMIPROGETTO NELLE SEZIONI NODALI

TRAVE DI FONDAZIONE		Nome sezione: FONDAZIONE			
Nodo	Xsez.	Ver(S/N)	Barre Inf.	Barre Sup.	Piegati
5	0,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
6	20,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
7	40,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
8	60,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	

9	80,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)
10	100,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)
11	120,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)

PIEDRITTO DI SINISTRA		Nome sezione: RITTO SIN			
Nodo	Xsez.	Ver(S/N)	Barre Inf.	Barre Sup.	Piegati
12	0,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
13	20,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
14	40,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
15	60,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
16	80,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
17	100,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
18	120,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	

PIEDRITTO DI DESTRA		Nome sezione: RITTO DES			
Nodo	Xsez.	Ver(S/N)	Barre Inf.	Barre Sup.	Piegati
19	0,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
20	20,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
21	40,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
22	60,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
23	80,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
24	100,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
25	120,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	

TRAVERSO		Nome sezione: TRAVERSO			
Nodo	Xsez.	Ver(S/N)	Barre Inf.	Barre Sup.	Piegati
26	0,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
27	20,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
28	40,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
29	60,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
30	80,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
31	100,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	
32	120,0	S	7,7 cm ² (5Ø14)	7,7 cm ² (5Ø14)	

VERIFICHE ARM. SEMIPROGETTO: COMB.CARICO N. 1 'PRIMA' (Tensioni Ammissibili)

Xsez. ascissa (cm) progressiva della sezione di verifica della trave (origine = estremo
iniz.flessibile.)
Ver(S/N) verifica positiva (S) o negativa (N) della sezione per tutte le prescrizioni normative
M, V, MT, N momento flettente (daNm), taglio (daN), momento torcente /daNm), sforzo normale (daN)
Sc, Sf tensioni normali massime (daN/cm²) nel calcestruzzo e nell'acciaio nella sezione di verifica
TauMax tensioni tangenz. massime (daN/cm²) nel calcestruzzo per taglio

TRAVE n. 1		Nome Sezione: FONDAZIONE					
Xsez.	VER.	M daNm	V daN	N daN	Sc	Sf	TauMax
0,0	S	696	-1827	5445	17,8	830	0,8
20,0	S	330	-1827	5445	13,5	630	0,8
40,0	S	111	-1097	5444	10,9	509	0,5
60,0	S	38	-366	5444	10,1	469	0,2
80,0	S	111	1097	5444	10,9	509	0,5
100,0	S	330	1827	5445	13,5	630	0,8
120,0	S	696	1827	5445	17,8	830	0,8

TRAVE n. 2		Nome Sezione: RITTO SIN					
Xsez.	VER.	M daNm	V daN	N daN	Sc	Sf	TauMax
0,0	S	-491	3580	2599	5,6	115	1,9
20,0	S	107	2416	2175	1,3	-3	1,2
40,0	S	479	1317	1775	5,6	154	0,6
60,0	S	638	284	1399	7,6	262	0,1
80,0	S	597	-685	1047	7,1	261	0,3
100,0	S	369	-1588	718	4,4	157	0,7
120,0	S	-34	-2426	413	0,3	1	1,5

TRAVE n. 3		Nome Sezione: RITTO DES					
Xsez.	VER.	M daNm	V daN	N daN	Sc	Sf	TauMax
0,0	S	491	-3580	2599	5,6	115	1,9
20,0	S	-107	-2416	2175	1,3	-3	1,2

40,0	S	-479	-1317	1775	5,6	154	0,6
60,0	S	-638	-284	1399	7,6	262	0,1
80,0	S	-597	685	1047	7,1	261	0,3
100,0	S	-369	1588	718	4,4	157	0,7
120,0	S	34	2426	413	0,3	1	1,5

TRAVE n. 4 Nome Sezione: TRAVERSO

Xsez.	VER.	M daNm	V daN	N daN	Sc	Sf	TauMax
0,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
20,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
40,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
60,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
80,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
100,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0
120,0	S	-401	0	3560	1,6	73	0,0

I TECNICI