



PROVINCIA DI PESARO E URBINO

SERVIZIO 2 – DIREZIONE GENERALE
POSIZIONE ORGANIZZATIVA 2.7 PROGRAMMAZIONE
DELLE OPERE PUBBLICHE – SICUREZZA SUI LUOGHI
DI LAVORO – SUPPORTO AI SERVIZI TECNICI

S.P. 424 Cesanense
PROGETTO DI VARIANTE DELLA S.P. 424, IN
CORRISPONDENZA DEL CENTRO ABITATO DI
S.LORENZO IN CAMPO.

Progetto Esecutivo
II° STRALCIO FUNZIONALE

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA
SOTTOPASSO VIA LEOPARDI



Progettista

Ing. LUIGI FARINA

Responsabile del procedimento

Arch. GIUSEPPE ROMBINI

Data

OTT/18

Scala

Redazione

Rev.

0

Elaborato

IISF OM 01 STR RE

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 ELABORATI DI PROGETTO.....	4
2.2 NORMATIVA TECNICA	4
2.3 LINEE GUIDA	4
3. RELAZIONE SUI MATERIALI	5
3.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	5
3.2 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA (IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE).....	5
3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	5
3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	6
4. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	7
4.1 INDAGINI DISPONIBILI	7
4.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	8
4.3 DESCRIZIONE DELLE SCELTE PROGETTUALI	9
4.4 CONSIDERAZIONI SULLE FONDAZIONI	10
4.5 VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI.....	11
5. RELAZIONE DI CALCOLO DEI MURI A L	14
5.1 CRITERI DI CALCOLO.....	14
5.2 SOFTWARE DI CALCOLO	16
5.3 DIMENSIONAMENTO DEL MURO A L TIPO 1 ($H \leq 3,2\text{m}$).....	16
5.4 DIMENSIONAMENTO DEL MURO A L TIPO 2 ($3,2\text{ m} < H < 5,0\text{ m}$).....	18
5.5 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO A L TIPO 1 ($H \leq 3,2\text{m}$).....	19
5.6 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO A L TIPO 2 ($3,2\text{ m} < H < 5,0\text{ m}$)	20
6. RELAZIONE DI CALCOLO DEI MURI A U	21

6.1	CRITERI DI CALCOLO.....	21
6.2	SOFTWARE DI CALCOLO	23
6.3	DIMENSIONAMENTO DEL MURO A U.....	23
6.4	VERIFICA CARICO LIMITE	24
6.5	VERIFICA A SOLLEVAMENTO.....	25
7.	RELAZIONE DI CALCOLO DELLO SCATOLARE	26
7.1	CRITERI DI CALCOLO.....	26
7.2	AZIONI DI CALCOLO	26
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO	33
7.4	SOFTWARE DI CALCOLO	36
7.5	VERIFICA CARICO LIMITE.....	36
7.6	VERIFICA A SOLLEVAMENTO.....	37
7.7	VERIFICA LOCALE.....	38

ALLEGATO A: Muri a L – Metodologia e Tabulati di calcolo

ALLEGATO B: Stabilità globale dei muri a L – Metodologia e Tabulati di calcolo

ALLEGATO C: Muri a U – Metodologia e Tabulati di calcolo

ALLEGATO D: Sottopasso scatolare – Metodologia e Tabulati di calcolo

1. PREMESSA

Con riferimento alla progettazione definitiva della S.P. 424 - II° Stralcio funzionale - in Comune di San Lorenzo in Campo, nel presente documento si riportano i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento e le verifiche di resistenza delle opere previste nella realizzazione del sottopasso di via Leopardi.

In particolare sono presenti:

- a) Muri a L con altezze del paramento variabile $1,55 \text{ m} < H < 5,85 \text{ m}$;
- b) Muri a U con altezza del paramento $H = 5,45 \text{ m}$;
- c) Scatolare di dimensioni in pianta $12,50 \times 6,00 \text{ m}$ (larghezza interna $5,00 \text{ m}$ ed altezza netta interna di $5,10 \text{ m}$).

Nel seguito, dopo un inquadramento geotecnico del terreno interessato dalle opere e una descrizione delle scelte progettuali effettuate, vengono sviluppati i calcoli relativi alle suddette opere, nel rispetto della normativa cogente (NTC 2018).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 ELABORATI DI PROGETTO

- [B1]. Relazione geologica e rapporto sulle indagini geognostiche, redatta dal Dott. Geol. Ferdinando Blasi in data agosto 2007, in merito alla progettazione esecutiva del I° Stralcio Funzionale.

2.2 NORMATIVA TECNICA

- [NT_1]. *NTC 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018*
- [NT_2]. *NTC 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008.*
- [NT_3]. *CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).*

2.3 LINEE GUIDA

- [LG_1]. AGI Associazione Geotecnica Italiana, 2005 *"Linee Guida sugli aspetti geotecnici della progettazione antisismica" Edizione Provvisoria.*

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

I materiali che vengono impiegati per la costruzione dell'opera in oggetto sono i seguenti.

3.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe minima di resistenza C10/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

3.2 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA (IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE)

Per i getti in opera si adotta calcestruzzo che presenta le seguenti caratteristiche:

Minima classe di resistenza	C28/35
Classe di esposizione	XC2
Massimo rapporto a/c	0,60
Contenuto minimo di cemento	280 kg/mc
Diametro massimo degli inerti	30 mm
Classe di consistenza	S4
Massimo contenuto di cloruro rispetto alla massa del cemento	0,40%

CARATTERISTICHE TENSIONALI

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} \geq 29,05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione in campo elastico	$f_{cE} = 0.6 f_{ck} \geq 17,43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \geq 2,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} \geq 1,98 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1,50$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \geq 1,32 \text{ N/mm}^2$

3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllati in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$

Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk, \text{ norm}} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk, \text{ norm}} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$

3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , nel caso di strutture gettate in opera, potrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si potrà adoperare un **copriferro minimo pari a 30 mm per tutte le parti di struttura (in fondazione e in elevazione)**.

4. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Di seguito vengono sviluppate le analisi e le considerazioni mirate alla caratterizzazione geotecnica dei terreni, utili al dimensionamento ed alla verifica delle opere previste nella progettazione.

Vengono quindi affrontate le seguenti argomentazioni:

- riconoscimento delle varie unità litostratigrafiche entro le profondità significative per l'interazione con le opere in progetto;
- descrizione degli interventi adottati;
- valutazioni dei parametri sismici.

L'individuazione delle varie unità litostratigrafiche, è stata svolta sulla base dei risultati dei sondaggi geognostici eseguiti e sulle indicazioni riportate nell'apposita Relazione geologica [rif. [B1]].

4.1 INDAGINI DISPONIBILI

Per la caratterizzazione dei terreni interessati dall'intervento in oggetto, sono state prese in considerazione le seguenti indagini geognostiche:

- sondaggio a carotaggio continuo denominato **S9** spinto fino a profondità di 11,0 m da p.c. attuale (q.b.f. = 158,65 m s.l.m.);
- prova penetrometrica dinamica denominata **SCPT2** spinta fino a profondità di 11,0 m da p.c. attuale (q.b.f. = 159,03 m s.l.m.);
- prova penetrometrica dinamica denominata **SCPT3** spinta fino a profondità di 13,0 m da p.c. attuale (q.b.f. = 158,45 m s.l.m.).

Sulle carote estratte dal sondaggio S9 sono state eseguite delle prove di consistenza mediante pocket petrometer che hanno rilevato, per i terreni argillosi a profondità di 6,0 m da p.c., valori compresi tra 4,0 ÷ 6,0 kg/cmq.

Sulla stessa verticale di sondaggio sono state eseguite delle prove S.P.T. con valori pari a $N_{SPT} = 35$ colpi/30cm a profondità di 2,3 m e $N_{SPT} = 60$ colpi/30cm a profondità di 6,3 m da p.c..

È stata eseguita un'analisi granulometrica in laboratorio su un campione prelevato dal sondaggio S9 a profondità di 3,8 m da p.c., evidenziando la presenza di ghiaie sabbiose in matrice limosa.

Sulla verticale di indagine della SCPT2 è stata rilevata la presenza di falda a profondità di 5,2 m da p. c. ($159,03 - 5,2 = 153,83$ m s.l.m.).

I certificati di dettaglio sono riportati nella Relazione geologica [rif. [B1]].

4.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite, i terreni interagenti con le opere di progetto sono costituiti da:

- **Unità 1:** terreno agrario limo-argilloso per i primi 0,5 m circa da p.c.;
- **Unità 2:** ghiaie in matrice sabbioso-limose per uno spessore massimo di 4,5 m;
- **Unità 3:** argille a bassa consistenza per uno spessore massimo di 0,8 m;
- **Unità 4:** formazione di base costituita argille marnose ben addensate fino alle massime profondità investigate.

Le analisi sono state affrontate adottando le seguenti unità geotecniche, insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici:

Unità 1: terreno agrario limo-argilloso

da p.c. a 0,5 m

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione efficace
$\varphi' = 22^\circ$	angolo di resistenza al taglio efficace

Unità 2: ghiaie in matrice sabbioso-limose

da 0,5 m a 5,1 m

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione efficace
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio efficace

Unità 3: argille a bassa consistenza

da 5,1 m a 5,9 m

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione efficace
$c_u = 30 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio efficace

Unità 4: argille marnose compatte

da 5,9 m alle massime profondità di interesse progettuale

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione efficace
$c_u = 150 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$\phi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio efficace

Il livello di falda è stato rilevato a profondità di 5,2 m da p.c. attuale (153,83 m s.l.m.), per cui interferente i muri a U di altezza superiore a 4,0 m e lo scatolare in c.a.

4.3 DESCRIZIONE DELLE SCELTE PROGETTUALI

Per la realizzazione del sottopasso di via Leopardi si prevedono dei muri di rampa a L di altezza del paramento variabile da un minimo di $H = 1,55 \text{ m}$ fino ad un massimo di $H = 5,85 \text{ m}$.

In continuità a questi sono presenti i muri ad U con altezza del paramento $H = 5,45 \text{ m}$ posti all'imbocco dello scatolare del sottopasso.

La scelta dei muri a U consente l'impermeabilizzazione del fondo stradale dalla falda freatica e dalla presenza di acqua di risalita, nonché consente di contenere gli ingombri degli scavi in quanto è possibile limitare la mensola di fondazione di monte.

In particolare si prevedono i muri con le seguenti geometrie:

Tipologia di muro a L	H = altezza paramento (m)	b1 = larghezza paramento in testa (m)	b2 = larghezza paramento all'attacco con il cordolo di fondazione (m)	B = larghezza cordolo di fondazione (m)	h = spessore della fondazione (m)
1	da 1,55 a 3,20	0,30	0,30	da 1,40 a 2,30	0,40
2	da 3,20 a 5,85	da 0,40 a 0,50	= b1	da 2,30 a 4,60	0,60
Tipologia di muro a U (larghezza interna netta Lvar. da 5,00 m a 6,00 m)	H = altezza paramento (m)	b1 = larghezza paramento in testa (m)	b2 = larghezza paramento all'attacco con il cordolo di fondazione (m)	B = larghezza cordolo di fondazione (m)	h = spessore della fondazione (m)
1	5,45	0,60	0,60	da 7,20 a 8,20	0,60

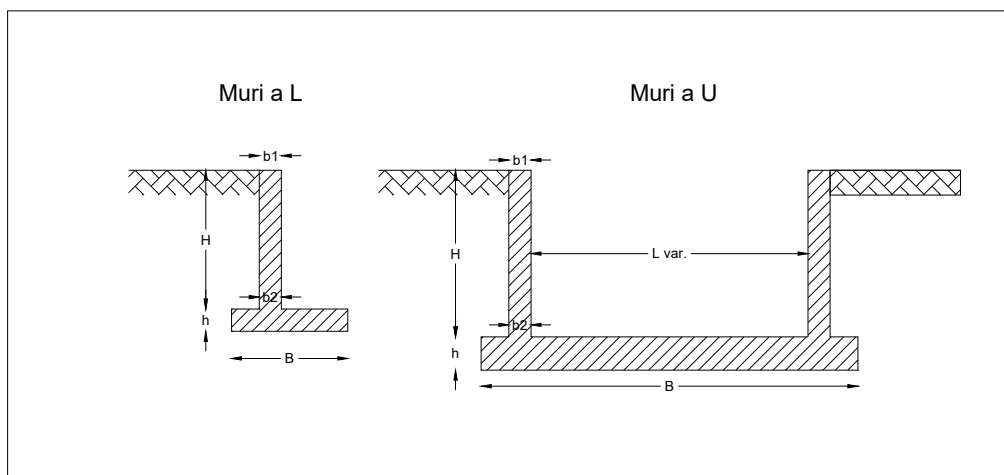


Figura 4.3.1: tipologia di muri in progetto.

In corrispondenza del sottopasso stradale si prevede la realizzazione di uno scatolare in c.a. gettato in opera con soletta di fondazione dello spessore di 90 cm, piedritti di 50 cm e soletta superiore di spessore di 50 cm che funge da impalcato. Lo schema di calcolo adottato è quello di uno scatolare in c.a. su fondazione superficiale a platea, coerente con lo schema costruttivo che si adotterà in fase esecutiva. Il suo dimensionamento avverrà nel rispetto della normativa NTC2018 assumendo i carichi riferiti ai ponti di 1° categoria.

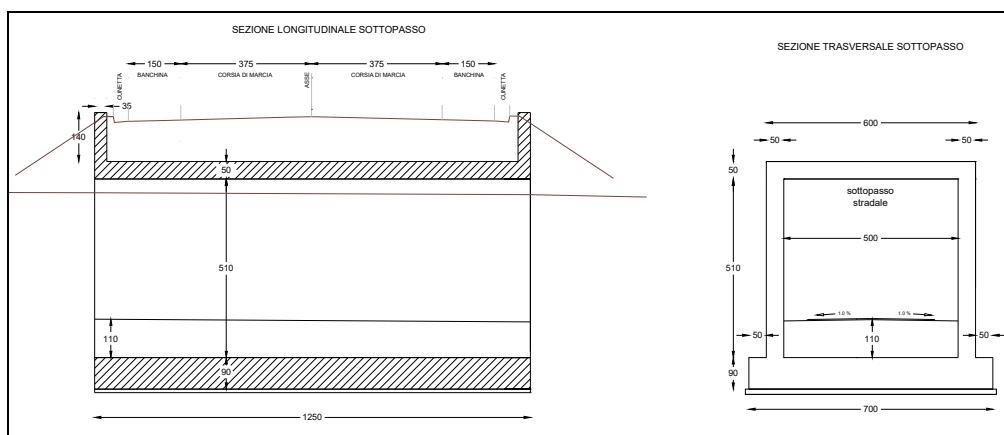


Figura 4.3.2: sottopasso scatolare in progetto.

4.4 CONSIDERAZIONI SULLE FONDAZIONI

In virtù dei terreni di fondazione presenti e delle tipologie di opere previste, sono stati impiegate fondazioni dirette.

Il progetto è stato eseguito in maniera conforme alle direttive della vigente normativa e in particolare sono state compiute le seguenti analisi:

- analisi dei muri a L con relativa verifica a scorrimento e ribaltamento;
- analisi della stabilità globale terreno-muro;
- analisi dei muri a U;
- analisi dello scatolare;
- verifica della capacità portante;

La verifica a galleggiamento dei muri a U e dello scatolare non si è ritenuto di affrontarli visto che il livello di falda presente genera una irrilevante sottospinta idraulica al di sotto dei manufatti, contrastata già con il solo peso proprio.

Tali analisi sono state sviluppate e documentate in dettaglio nei successivi paragrafi della presente relazione.

4.5 VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI

La categoria di sottosuolo è stata valutata in base alla relazione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con h_i = spessore in metri dell'i-esimo strato compreso tra i 30 m di profondità
 $V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato

Avendo a disposizione i risultati delle prove penetrometriche dinamiche, sono state adottate correlazioni per trasformare i valori di N_{SPT} in $V_{s,i}$:

$$V_s = 54,33 \cdot N_{SPT}^{0,173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{z}{0,303} \right)^{0,193} \quad \text{Ohta e Goto}$$

$$V_s = \beta \cdot N_{SPT}^{0,25} \cdot \sigma_{v0}'^{0,14} \quad \text{Yoshida Motonori}$$

Per cui si sono ottenuti i seguenti valori:

$$V_{s,30} = 278,71 \text{ m/s} \quad \text{Ohta e Goto}$$

$$V_{s,30} = 235,26 \text{ m/s} \quad \text{Yoshida Motonori}$$

Si può quindi classificare il sottosuolo come “**Categoria C**”, in cui i valori di $V_{s,30}$ sono compresi tra 180 m/s e 360 m/s, in linea con quanto anche utilizzato in fase di progettazione del I° Stralcio Funzionale.

Nel seguito si riportano i principali parametri sismici adottati per il calcolo delle azioni sismiche.

Sito in esame (in vicinanza del centro abitato di San Lorenzo in Campo)

- Latitudine: 43,605799 [°]
- Longitudine: 12,947664 [°]
- Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Vita nominale: 50 [anni]

Sito di riferimento

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	20971	43,583610	12,937890	2589,8
Sito 2	20972	43,583920	13,006900	5354,9
Sito 3	20750	43,633930	13,006490	5675,2
Sito 4	20749	43,633610	12,937420	3200,5

Le coordinate geografiche espresse sono in ED50

Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Periodo di riferimento: 50 anni
- Coefficiente C_u : 1

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,055	2,434	0,272
Danno (SLD)	63	50	0,070	2,419	0,290
Salvaguardia della vita	10	475	0,183	2,422	0,327
(SLV)					
Prevenzion e dal collasso (SLC)	5	975	0,240	2,440	0,335

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,610	1,000	0,015	0,007	0,807	0,180
SLD	1,500	1,580	1,000	0,019	0,009	1,024	0,180
SLV	1,430	1,520	1,000	0,063	0,031	2,569	0,240
SLC	1,350	1,510	1,000	0,100	0,050	3,177	0,310

5. RELAZIONE DI CALCOLO DEI MURI A L

5.1 CRITERI DI CALCOLO

In accordo con le NTC 2018 (par. 6.5.3.1.1), le verifiche dei muri di sostegno devono essere effettuate considerando i seguenti approcci:

- Approccio 1:
 - **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

Per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici.

- Approccio 2:
 - **Combinazione: (A1+M1+R3)**

Per le verifiche:

GEO - scorrimento sul piano di posa; collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno; ribaltamento

STR - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Tab. 6.2.I NTC2018 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_G	EQU	A1	A2
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II NTC2018 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{u,k}$	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,00	1,00

Tab. 6.5.I NTC2018 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente Parziale γ_R
	R3
Capacità portante della fondazione	1,40
Scorrimento	1,10
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1,40

Combinazione sismica

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio come previsto da normativa. Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel capitolo 6 delle NTC2018.

Combinazione stabilità globale (Combinazione Statica)

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo la combinazione 2 dell'Approccio progettuale 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018.

Tab. 6.8.I NTC2008 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente Parziale γ_R	R2
γ_R	1,10

Combinazione stabilità globale (Combinazione Sismica)

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2.

Per il dimensionamento dei **muri a L**, essendo il paramento in grado di subire spostamenti per effetto dei carichi statici e sismici, nell'ordine di grandezza di quelli

necessari a mobilitare una situazione di spinta attiva, si adottano i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Per le verifiche a ribaltamento si devono impiegare i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli sopra indicati.

In condizioni sismiche pertanto le verifiche di sicurezza devono essere effettuate considerando i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati in tabella 7.11.III

Tab. 7.11.III NTC2008 - Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite SLV dei muri di sostegno

Verifica	Coefficiente Parziale γ_R
	R3
Carico limite	1,20
Scorrimento	1,00
Ribaltamento	1.00
Resistenza del terreno a valle	1,20

5.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Per le analisi sono stati adottati i seguenti software:

- software MDC di GEOSTRU vers. 2018.25.7 per i muri a L;
- software SLOPE di GEOSTRU vers. 2018.29.6 per le analisi di stabilità globale.

5.3 DIMENSIONAMENTO DEL MURO A L TIPO 1 ($H \leq 3,2m$)

Nella Figura 5.3 si riporta lo schema di calcolo con la stratigrafia adottata.

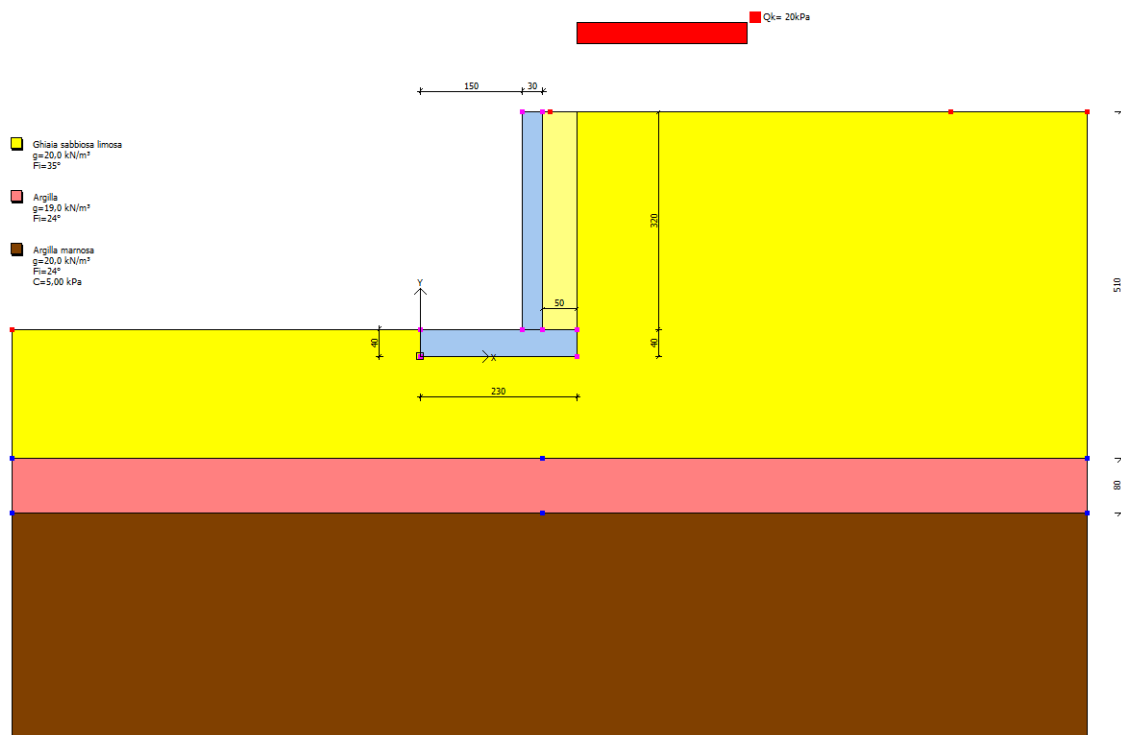


Figura 5.3: schema di calcolo.

Le verifiche risultano soddisfatte nel rispetto delle attuali normative NTC 2018 e tutti i risultati sono riportati in Allegato A al quale si rimanda per chiarimenti.

Di seguito si riportano i dati più rilevanti:

Verifiche strutturali (resistenza della sezione in c.a. e fessurazione)

Sono soddisfatte adottando barre di armatura Ø20/ 20 cm e st. Ø12/ 15 cm.

Verifiche geotecniche:

Ribaltamento	2.04 > 1
Scorrimento	1.25 > 1
Carico limite	3.39 > 1
Verifica di equilibrio del corpo rigido (EQU)	2.06 > 1

Tensioni sul terreno:

$x = 0 \text{ cm}$ $\sigma_t = 71.18 \text{ kPa}$

$$x = 230 \text{ cm} \quad \sigma_t = 58.38 \text{ kPa}$$

5.4 DIMENSIONAMENTO DEL MURO A L TIPO 2 ($3,2 \text{ m} < H < 5,0 \text{ m}$)

Nella Figura 5.4 si riporta lo schema di calcolo con la stratigrafia adottata.

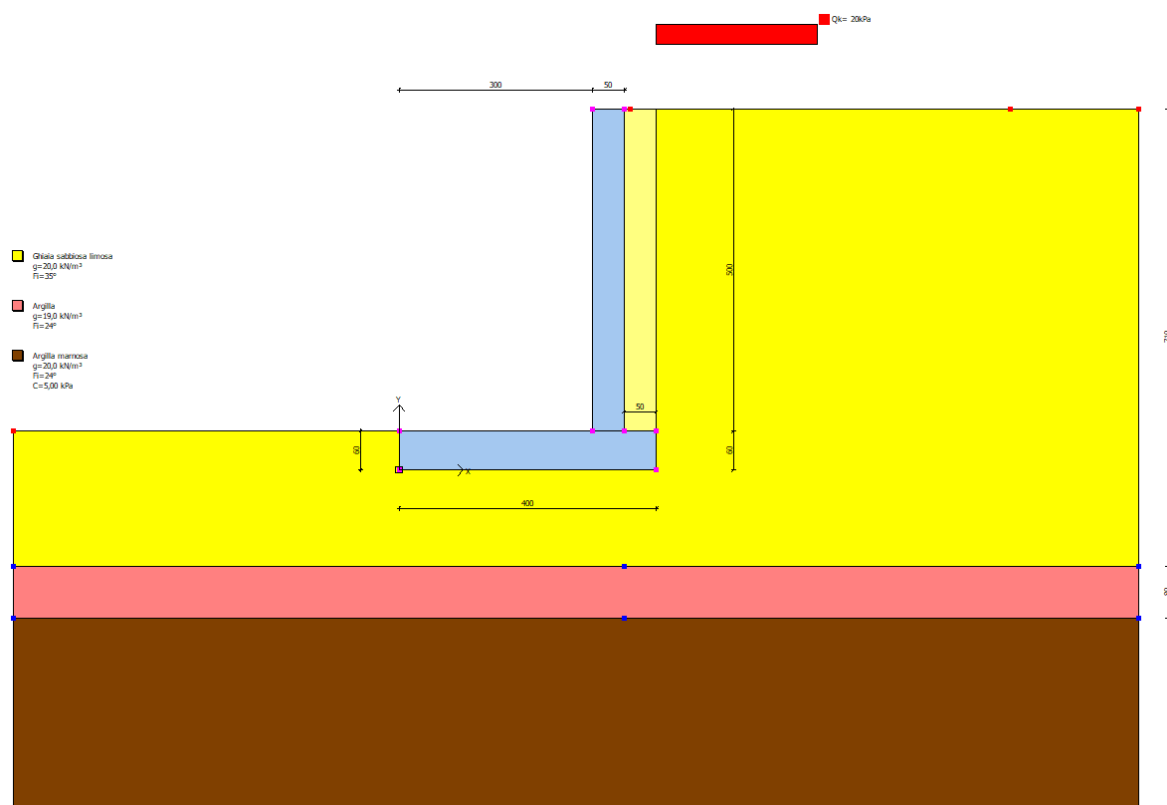


Figura 5.4: schema di calcolo.

Le verifiche risultano soddisfatte nel rispetto delle attuali normative NTC 2018 e tutti i risultati sono riportati in Allegato A al quale si rimanda per chiarimenti.

Di seguito si riportano i dati più rilevanti:

Verifiche strutturali (resistenza della sezione in c.a. e fessurazione)

Sono soddisfatte adottando barre di armatura Ø20/ 20 cm e st. Ø12/ 15 cm.

Verifiche geotecniche:

Ribaltamento	2.30 > 1
Scorrimento	1.21 > 1
Carico limite	4.69 > 1
Verifica di equilibrio del corpo rigido (EQU)	2.36 > 1

Tensioni sul terreno:

x= 0 cm $\sigma_t = 60.76 \text{ kPa}$

x= 400 cm $\sigma_t = 87.43 \text{ kPa}$

5.5 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO A L TIPO 1 ($H \leq 3,2\text{M}$)

Le analisi sono state eseguite con riferimento all'analisi in combinazione 2: (A2+M2+R2), secondo lo schema di calcolo di seguito riportato.

Adottato come metodo di calcolo quello di Bishop si è ottenuto un coefficiente di sicurezza minimo pari a **FS = 1.12 > 1.10**.

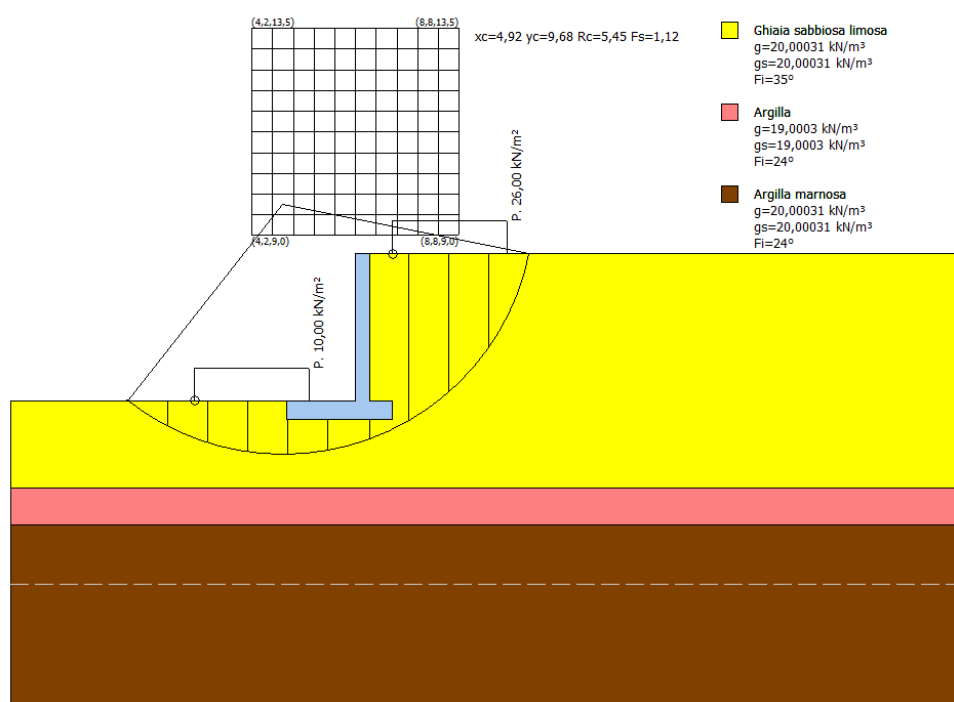


Figura 5.5: schema di calcolo - A2+M2+R2.

5.6 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEL MURO A L TIPO 2 ($3,2 \text{ m} < H < 5,0 \text{ m}$)

Le analisi sono state eseguite con riferimento all'analisi in combinazione 2: (A2+M2+R2), secondo lo schema di calcolo di seguito riportato.

Adottato come metodo di calcolo quello di Bishop si è ottenuto un coefficiente di sicurezza minimo pari a **FS = 1.19 > 1.10**.

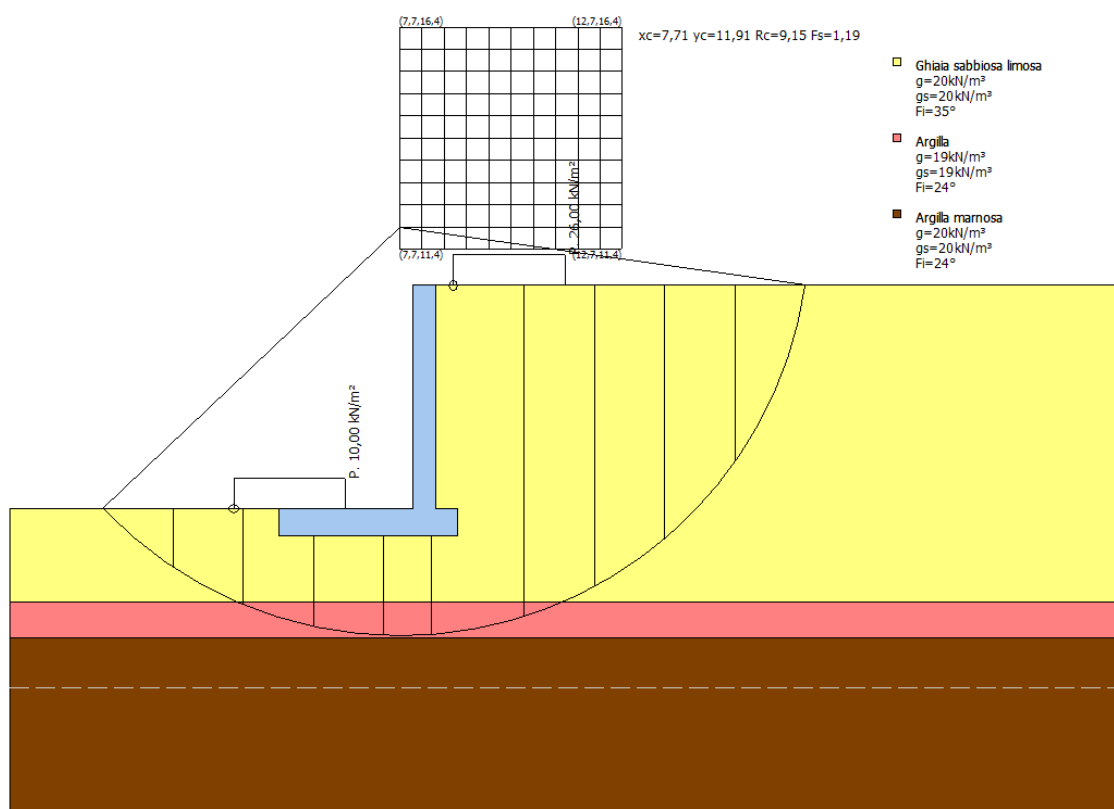


Figura 5.6: schema di calcolo - A2+M2+R2.

6. RELAZIONE DI CALCOLO DEI MURI A U

6.1 CRITERI DI CALCOLO

In accordo alla NTC 2018, per il dimensionamento dei muri a U sono state considerate le seguenti combinazioni **agli SLU**:

- a. A1+M1+R1 (STR)
- b. A2+M1+R2 (GEO)
- c. E+A1+M1+R1 (STR)
- d. E+A2+M1+R2 (GEO)

E = spinta sismica i cui coefficienti sismici sono stati valutati come specificato nel paragrafo 4.5.

Per quanto concerne le analisi **agli SLE**, al fine di valutare l'entità delle sollecitazioni per affrontare le verifiche di fessurazione, sono state considerate le seguenti combinazioni:

- *Combinazione frequente;*
- *Combinazione Quasi Permanente;*
- *Combinazione Rara.*

Tali combinazioni sono state eseguite ponendo il coefficiente $\Psi_{11} = 0,7$ e $\Psi_{21} = 0,6$.

Le analisi riguardanti le combinazioni sismiche (c, d), vengono sviluppate ponendo i coefficienti parziali γ_G pari a 1,0 e γ_Q pari a 0,6.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2.

Con riferimento ai muri a U ritenendo che possono essere assimilabili a quelle tipologie di opere che non ammettono spostamenti tali da mobilitare una situazione di spinta attiva, come ad esempio muri tirantati o puntellati, muri su pali, muri di

cantinato, si considera un $\beta_m = 1,00$. Analoga considerazione per la **struttura scatolare**.

Le seguenti tabelle riportano i coefficienti parziali $\gamma_G \gamma_M \gamma_R$ da applicare rispettivamente alle azioni, ai parametri geotecnici e alle resistenze.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_G	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{u,k}$	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente Parziale γ_R	
	R1	R2
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00
Scorrimento	1,00	1,00
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Coefficiente Parziale γ_R	R2
γ_R	1,80

In particolare sono state analizzate le seguenti combinazioni:

Combinazione	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{k1}	γ_{k2}
SLU (STR - GEO)	1,30	1,50	1,50	1,50
SLE Rara	1,00	1,00	1,00	1,00
SLE Frequente	1,00	1,00	0,70	1,00
SLE Quasi permanente	1,00	1,00	0,60	0,60
SISMICA	1,00	1,00	0,60	0,60

$G_1 \cdot \gamma_{G1} + G_2 \cdot \gamma_{G2} + Q_{k1} \cdot \gamma_{k1} + Q_{k2} \cdot \gamma_{k2}$ combinazione generale alla quale si applicano i coefficienti parziali definiti nella tabella in funzione della combinazione analizzata.

in cui G_1 = pesi propri

G_2 = pesi permanenti

$Q_{k1} = Q_{k2}$ = carichi accidentali

6.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Per le analisi dei muri a U è stato adottato il software SCATOLARI di GEOSTRU vers. 2018.12.0.

6.3 DIMENSIONAMENTO DEL MURO A U

Nella Figura 6.3 si riporta lo schema di calcolo con la stratigrafia adottata.

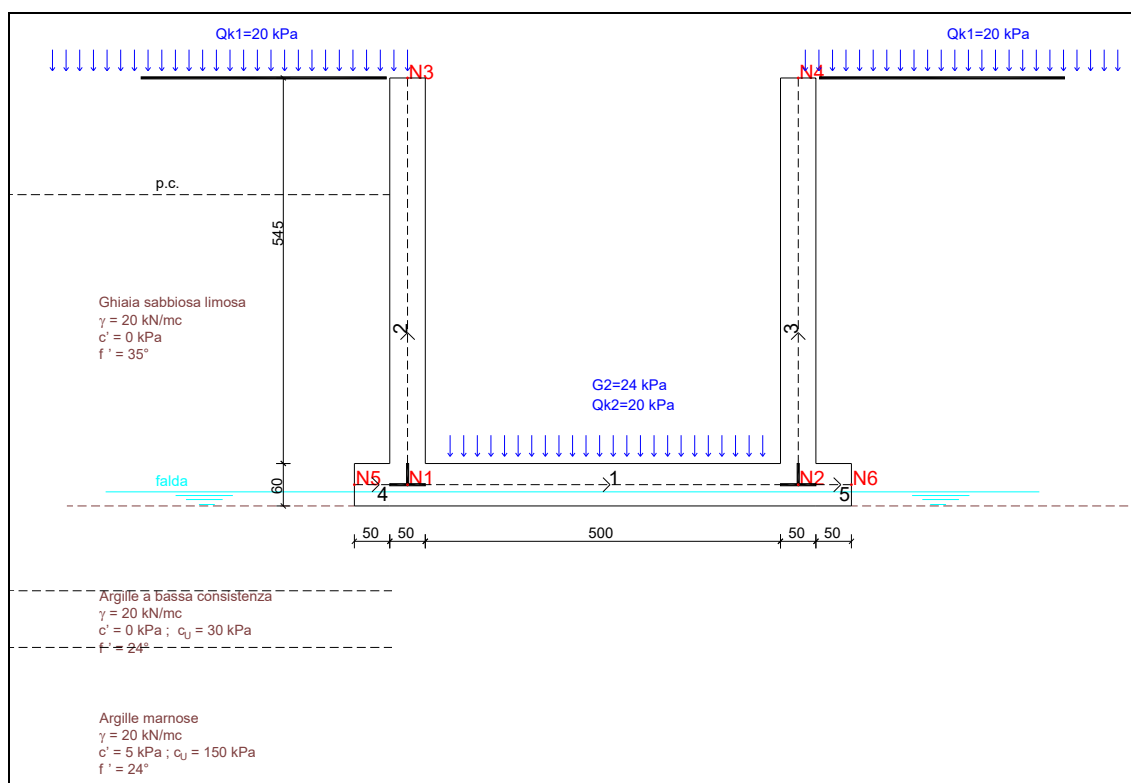


Figura 6.3: schema di calcolo.

Nelle analisi sono stati considerati i seguenti sovraccarichi:

$Q_{k1} = Q_{k2} = 20 \text{ kPa}$ sovraccarico accidentale dovuto al passaggio dei veicoli;
 $G_2 = 16 \text{ kPa}$ carico permanente dovuto allo spessore medio di 80 cm di terreno per raggiungere la quota di progetto stradale.

Le verifiche degli elementi in c.a. sono svolte agli SLU, in conformità alla Normativa cogente NTC 2018.

I risultati e le metodologie di calcolo sono riportati in Allegato C.

6.4 VERIFICA CARICO LIMITE

Per la verifica del carico limite della fondazione superficiale è stata considerata, in forma cautelativa, una fondazione quadrata con le seguenti caratteristiche:

$B = 500 \text{ cm}$ larghezza minima impronta
 $D = 410 \text{ cm}$ affondamento piano di posa da p.c.
 $D_w = 410 \text{ cm}$ affondamento livello falda da p.c.

Terreno di fondazione

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$c' = 5 \text{ kPa}$

$\varphi' = 24^\circ$

La pressione limite, applicando un coefficiente parziale γ_R pari a 2,3, è di $5,4 \text{ daN/cm}^2$.

Dall'analisi della combinazione A1+M1+R3, si ottiene la pressione massima che si scarica nel terreno pari a $1,82 \text{ daN/cm}^2$, per cui la verifica è soddisfatta.

Di seguito si riportano i risultati di calcolo:

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Coefficiente di Sicurezza:	2,30
Forma impronta fondazione:	QUADRATA
Lato B fondazione:	500 cm
Affondamento piano di posa D_f :	410 cm
Affondamento della falda D_w :	410 cm
Angolo \emptyset attrito terreno:	24,0 ($^\circ$)
Coesione terreno:	0,050 daN/cm ²
Peso di volume g terreno:	2000 daN/m ³
Peso specif. g_s terreno saturo:	2000 daN/m ³
Peso specif. g' efficace terr.:	1019 daN/m ³
Peso specif. w dell'acqua :	981 daN/m ³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di TERZAGHI: $Q_{ult} = c N_c S_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q + 0,5 g' B N_g S_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/\text{Coef.Sic.}$): 5,49 daN/cm²

Nc (Coeff. portata) = 23,36
 Sc (Coeff. forma) = 1,30
 Nq (Coeff. portata) = 11,40
 Ng (Coeff. portata) = 8,58
 Sg (Coeff. forma) = 0,80

Formula di MEYERHOF: $Q_{ult} = c N_c S_c D_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q D_q + 0,5 g' B N_g S_g D_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/\text{Coef.Sic.}$): 6,43 daN/cm²

Nc (Coeff. portata) = 19,32
 Sc (Coeff. forma) = 1,47
 Dc (Coeff. prof.) = 1,25
 Nq (Coeff. portata) = 9,60
 Sq (Coeff. forma) = 1,24
 Dq (Coeff. prof.) = 1,13
 Ng (Coeff. portata) = 5,72
 Sg (Coeff. forma) = 1,24
 Dg (Coeff. prof.) = 1,13

Formula di HANSEN: $Q_{ult} = c N_c S_c D_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/\text{Coef.Sic.}$): 7,44 daN/cm²

Nc (Coeff. portata) = 19,32
 Sc (Coeff. forma) = 1,50
 Dc (Coeff. prof.) = 1,33
 Nq (Coeff. portata) = 9,60
 Sq (Coeff. forma) = 1,45
 Dq (Coeff. prof.) = 1,26
 Ng (Coeff. portata) = 5,75
 Sg (Coeff. forma) = 0,60
 Dg (Coeff. prof.) = 1,00

Formula EUROCODICE 7: $Q_{ult} = c N_c S_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/\text{Coef.Sic.}$): 6,02 daN/cm²

Nc (Coeff. portata) = 19,32
 Sc (Coeff. forma) = 1,45
 Nq (Coeff. portata) = 9,60
 Sq (Coeff. forma) = 1,41
 Ng (Coeff. portata) = 7,66
 Sg (Coeff. forma) = 0,70

6.5 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

Non ci sono problemi di sollevamento in quanto il livello di falda risulta al di sotto dell'intradosso della fondazione. In tale caso è stata adottata la soluzione di muro a U solo in forma cautelativa e al fine di contenere gli ingombri degli scavi.

Nel caso in cui il livello di falda risultasse maggiore a quella previsto, al fine di soddisfare i requisiti di sollevamento della struttura, si potrà procedere alla modifica progettuale secondo i seguenti criteri:

- Allargamento della mensola di fondazione;
- Ispessimento della fondazione;
- Getto di magro opportunamente armato e collegato con barre alla fondazione, da utilizzare come zavorra;
- Combinazione delle precedenti sistemi sopra descritti.

7. RELAZIONE DI CALCOLO DELLO SCATOLARE

Il sottopasso scatolare previsto in progetto a dimensioni in pianta di 12,50 x 6,00 m e altezza interna netta di 5,10 m, con un ricoprimento (ovvero la distanza tra la quota del piano stradale e l'estradosso della soletta superiore) di 0,80 m circa.

7.1 CRITERI DI CALCOLO

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con il contributo anche delle azioni di tipo stradale, nonché di quelle sismiche, secondo quanto prescritto dalla Normativa sui ponti stradali D. M. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

Nel particolare caso in esame si è ipotizzato azioni per ponti di I° Categoria.

7.2 AZIONI DI CALCOLO

Le azioni elementari da utilizzare per il dimensionamento dello scatolare, opportunamente combinate secondo quanto indicato nella normativa, sono di seguito descritte.

Azioni permanenti

g_1 = peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;

g_2 = carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti, etc.);

g_3 = altre azioni permanenti (spinte delle terre, spinte idrauliche, etc.).

g_1 : si indica il peso proprio della struttura scatolare in c.a. (peso specifico 2500 Kg/mc) che viene considerato automaticamente dal programma di calcolo.

g_2 : si indicano tutti i carichi permanenti portati gravanti sulla struttura soprastante; in questo caso il carico permanente portato è dato dal misto granulare stabilizzato e dalla pavimentazione stradale soprastante:

- Misto granulare stabilizzato	20 KN/mc x 0,60 m = 12,00 KN/mq
- Conglomerato bituminoso di base	20 KN/mc x 0,10 m = 2,00 KN/mq
- Collegamento	23 KN/mc x 0,07 m = 1,61 KN/mq
- Tappeto di usura	25 KN/mc x 0,03 m = 0,75 KN/mq

- Accessori (zanella, guard-rail, barriera)	= 0,10 KN/mq
Totale g_2	= 16,46 KN/mq

g_3 : si indica la spinta delle terre costituita da un riempimento di misto granulare stabilizzato, con le seguenti caratteristiche:

- Peso in volume $\gamma = 20 \text{ KN/mc}$
- Angolo di attrito $\phi = 35^\circ$

Tali azioni vengono calcolate direttamente dal programma considerando il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin\phi$. Nelle analisi sono contemplate anche le spinte idrostatiche dovute alla presenza della falda a quota 1,5 m da intradosso fondazione.

Deformazioni impresse

ϵ_1 = distorsioni e presollecitazioni di progetto;

ϵ_2 = ritiro e viscosità del calcestruzzo;

ϵ_3 = variazioni termiche;

ϵ_4 = cedimenti vincolari.

Tali effetti non sono stati presi in considerazione per il dimensionamento dell'opera, in quanto ritenuti trascurabili.

Azioni variabili da traffico q_1

I carichi variabili da traffico sono definiti dai seguenti schemi di carico:

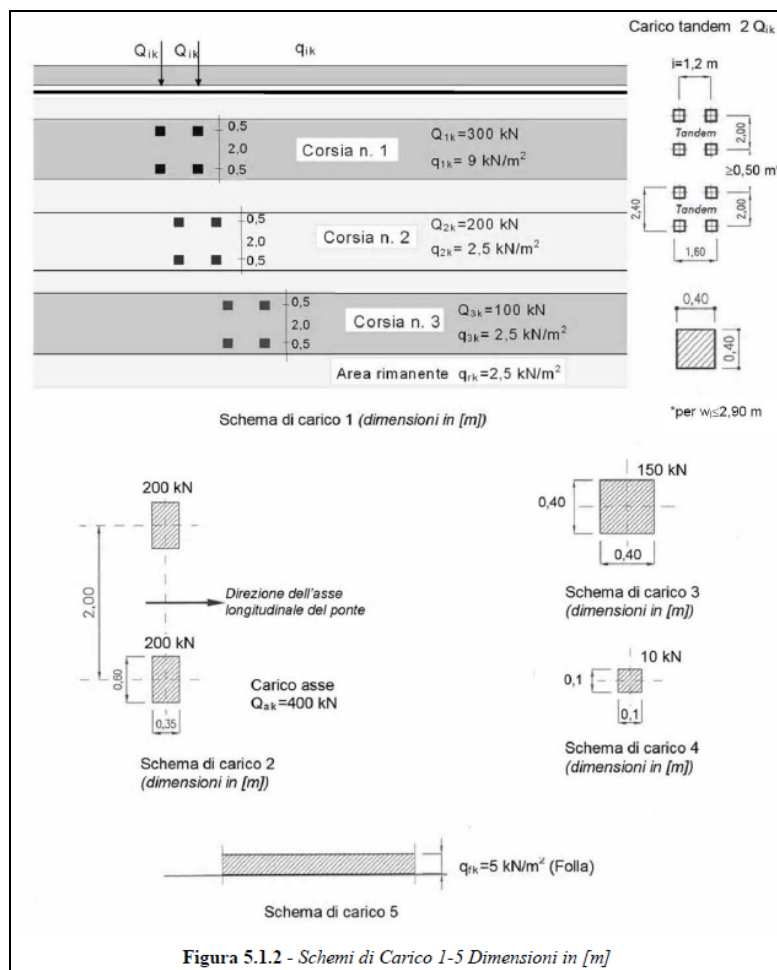
Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Nel caso in esame sarà eseguita una **verifica globale** secondo lo *Schema di Carico 1*, poiché è più gravosa rispetto allo Schema di Carico 5.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata,

comprese le banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nel caso specifico, viste le dimensioni del manufatto, il numero di colonne di carichi mobili è pari a $12,50/3=4,16$ cioè $n=4$ corsie (intero di 4,16), mentre i carichi risultano:

$$Q_1=150 \text{ kN}$$

$$Q_2=100 \text{ kN}$$

$$Q_3=50 \text{ kN}$$

come riportato nella seguente figura.

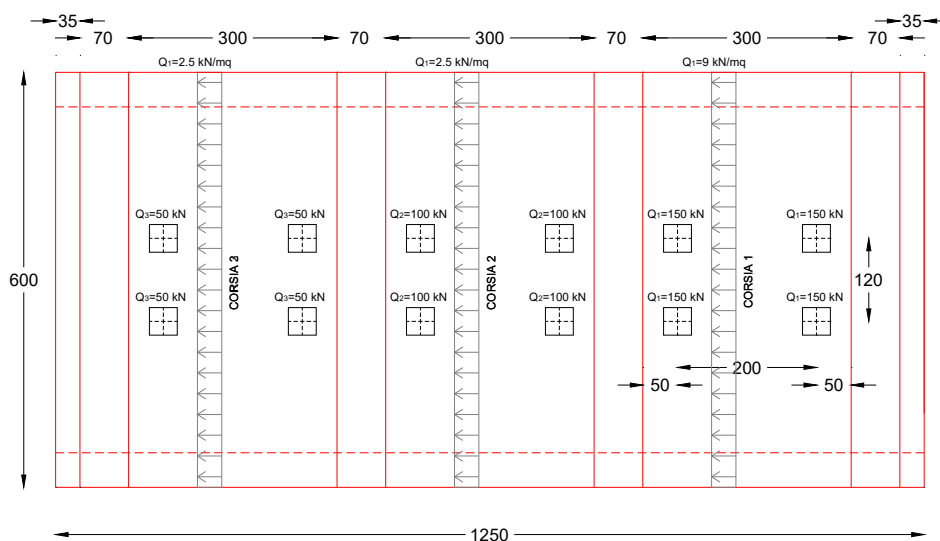


Figura 7.2.1: schema di carico 1 adottato per la verifica globale.

Incremento dinamico dei carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche q_2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità e nel caso in oggetto non si ritiene di adottare un coefficiente dinamico addizionale.

Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q_3

Il carico frenante o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di I° categoria vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

dove w_1 =larghezza della corsia ed L =lunghezza della zona caricata.

Tale forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame la lunghezza della zona caricata è pari a $L = 6,0 \text{ m}$ per cui:

$$q_3 = 0,60 \cdot (2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 6,0) = 489,72 \text{ kN}$$

$q_3 = 489,72/6,0 = 81,62 \text{ kN/m}$ azione uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata

Azione centrifuga q_4

Assente in quanto non siamo in presenza di asse curvo.

Azioni di neve e vento q_5

Assente.

Azioni sismiche q_6

Le azioni sismiche vengono introdotte automaticamente dal programma di calcolo.

Principali parametri sismici:

- Zona sismica 2
- Vita nominale 50 anni
- Classe d'uso II
- a_g/g (SLV) = 0,183
- F_0 (SLV) = 2,42
- Categoria Sottosuolo C
- Condizioni topografiche T1 ($S_t = 1,0$)
- Amplificazione stratigrafica S_s (SLV) = 1,43
- Coefficiente $\beta_m = 1$ per strutture che non ammettono spostamenti.
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0,262$

In particolare il programma genera automaticamente due combinazioni sismiche pseudo-statiche corrispondenti alle direzioni +X e -X rispettivamente.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato in analogia ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% dell'altezza della spalla (ultimo comma § 7.9.5.6.2 NTC). Si ammette qui che anche nel caso di terreno di riporto ben costipato l'ipotesi precedente sia rispettata. Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno. Di conseguenza il fattore di struttura è pari a $q=1$ (la struttura è non dissipativa e perciò non vanno applicati i particolari costruttivi inerenti la duttilità di cui al capitolo 7 delle NTC).

Le forze d'inerzia di progetto vengono sempre determinate moltiplicando le masse interessate per l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito:

$$a_{max} = a_g \cdot S$$

in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito;

$S = S_s \cdot S_t$ è il coefficiente del sottosuolo di cui alla formula (3.2.5) delle NTC.

Le masse (da assegnare come dati di input) che generano tali forze d'inerzia sono quelle del peso proprio del traverso e di metà dei piedritti, del terreno di ricoprimento e dei carichi permanenti gravanti sul traverso e di un'aliquota dei carichi variabili gravanti sul traverso ipotizzati presenti in fase sismica (l'ultimo comma del §3.2.4 NTC suggerisce per i ponti un'aliquota pari a 0,2 dei carichi dovuto al transito dei mezzi quando rilevante).

In particolare sono stati considerati i seguenti carichi:

Pesi gravanti sul traverso

- ◇ Peso proprio traverso+1/2 pesi propri piedritti = considerati automaticamente dal programma
- ◇ Sovracc. (perm. (g_2)+aliq. var.) = $16,5 \cdot 6,0 + 150 \cdot 0,2 = 129$ kN

Sovracc. per la spinta del terreno sui piedritti

- ◇ Sovraccarico da peso proprio del terreno di ricoprimento = considerato automaticamente dal programma
- ◇ Sovracc. (perm.+aliq. var.) sul cuneo di spinta di rinfilco = 20 kN/m² (carico di un mezzo agricolo)

Assegnati che siano detti pesi il programma ne calcola la forza d'inerzia totale applicandola in quota parte nei due nodi di estremità del traverso. Le pressioni sismiche (in aggiunta a quelle statiche) agenti sui piedritti vengono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale di cui al § 7.11.6.2.1 NTC:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

in cui $a_{max} = a_g \cdot S$ = accelerazione orizzontale massima attesa in sito;

$S = S_s \cdot S_T$ = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_s .

Il diagramma di tali pressioni viene cioè considerato uniforme e di intensità costante pari a:

$$q = k_h \cdot q_0 + k_h \cdot \gamma \cdot H$$

in cui q_0 = pressione prodotta dal sovraccarico sismico assegnato come dato di input;

$k_h = \beta_m \cdot a_g / g \cdot S$ = coeff. sismico orizzontale;

γ = peso di volume del terreno;

H = altezza del rinfiango.

Dette pressioni vengono assunte agenti nella stessa direzione (rispett. per sisma +X e -X) per entrambi i piedritti.

Si noti che $a_g/g \cdot S$ utilizzato per il calcolo delle forze d'inerzia non è altro che il coeff. sismico k_h utilizzato per la spinta sismica del rinfiango in cui $\beta_m = 1$.

Nel caso in cui si sia assegnata un'altezza H' non nulla alla falda (caso di terreno di rinfiango molto permeabile), il programma applica automaticamente un ulteriore diagramma uniforme di pressioni idrodinamiche la cui intensità è data da:

$$7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

in cui γ_w = peso specifico dell'acqua (la formula è la (E.17) dell'EC8 parte 5).

Nel caso in cui nelle combinazioni sismiche sia presente un battente d'acqua alto h all'interno dello scatolare alla spinta idrostatica viene automaticamente aggiunta un diagramma di spinta idrodinamica di intensità pari a:

$$7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot S_{rq}(h, z)$$

in cui z = ordinata (in valore assoluto) del punto di calcolo del diagramma rispetto alla superficie dell'acqua (formula (E.18) EC8 parte 5).

Resistenze parassite dei vincoli q_7

Assente.

Azioni sui parapetti; urto di un veicolo in svio q_8

Assente.

Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile) q_9

Assente.

Azioni sulla soletta di fondazione

Internamente allo scatolare, all'estradosso del traverso inferiore, si assume un carico permante e accidentale pari a:

Carico permanente

- Misto granulare stabilizzato $20 \text{ KN/mc} \times 1,10 \text{ m} = 22,00 \text{ KN/m}^2$

Carico accidentale

- Passaggio mezzi agricoli $20,00 \text{ KN/m}^2$

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV (evidenziato in giallo sono le situazioni adottate nel caso in esame).

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
^(*) Ponti di 3 ^a categoria ^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) ^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali per le combinazioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti per le azioni Ψ in Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Al fine di determinare le combinazioni allo SLU e SLE, si definisce la classificazione delle azioni agenti sulla struttura:

	Azioni agenti sulla struttura
a	Carichi permanenti + portati su traverso superiore (g_1, g_2)
b	Spinte delle terre (g_3)
c	Carichi accidentali su traverso superiore (q_1)
d	Azione di frenatura (q_3)

e	Carichi permanenti su soletta inferiore
f	Carichi accidentali su soletta inferiore
g	Carichi sismici (q_6)

Per cui le combinazioni delle azioni utilizzate nei calcoli sono:

Combinazioni delle Azioni		a	b	c	d	e	f	g
Gruppo 1	SLU 1	1,35	1,35	1,35	0,00	1,35	1,50	0,00
Gruppo 2a	SLU 2	1,35	1,35	1,013*	1,35	1,35	1,50	0,00
SISMICA		1,00	1,00	1,00	**0,00	**0,00	1,00	***0,30
SLE Rara		1,00	1,00	1,00	0,75	0,40	1,00	***0,70
SLE Frequente		1,00	1,00	1,00	0,75	0,00	1,00	***0,30
SLE Quasi permanente		1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	***0,30

* $1,35 \cdot 0,75 = 1,013$

** coeff. = 0,00 come indicato nel par. 5.13.12 – NTC 2018

*** coeff. presi da tab. 2.5.1 – NTC 2018

Nella Figura 7.3 si riporta lo schema di calcolo con la stratigrafia adottata.

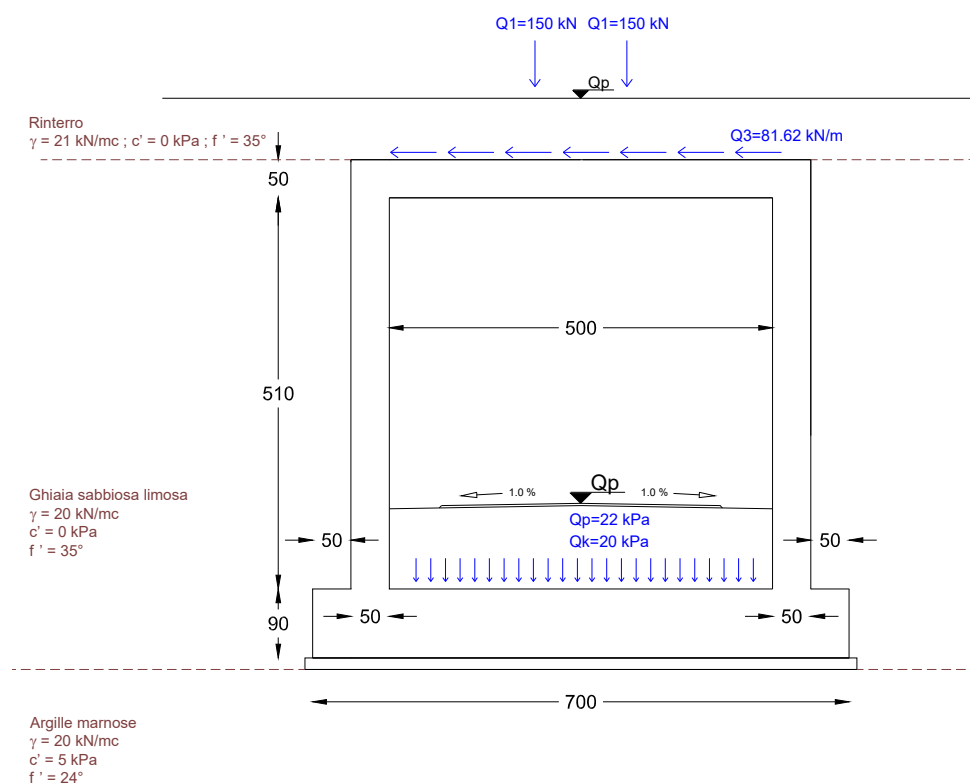


Figura 7.3: schema di calcolo.

Le verifiche strutturali agli SLU sono affrontati considerando l'involuppo tra le combinazioni SLU e Sismica.

Le combinazioni agli SLE consentono le verifiche della tensione in esercizio e della fessurazione.

7.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per le analisi dello scatolare è stato adottato il software SCATOLARI di GEOSTRU vers. 2018.12.0.

Le verifiche degli elementi in c.a. sono svolte agli SLU, in conformità alla Normativa cogente NTC 2018.

Le metodologie di calcolo sono riportate in allegato.

Le verifiche degli elementi in c.a. sono svolte agli SLU, in conformità alla Normativa cogente NTC 2018.

I risultati e le metodologie di calcolo sono riportati in Allegato C.

7.5 VERIFICA CARICO LIMITE

Per la verifica del carico limite della fondazione superficiale è stata considerata, in forma cautelativa, una fondazione quadrata con le seguenti caratteristiche:

B = 700 cm larghezza minima impronta

D = 570 cm affondamento piano di posa da p.c.

Dw = 410 cm affondamento livello falda da p.c.

Terreno di fondazione

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$c' = 5 \text{ kPa}$

$\varphi' = 24^\circ$

La pressione limite, applicando un coefficiente parziale γ_R pari a 2,3, è di 6,7 daN/cm².

Dall'analisi della combinazione A1+M1+R3, si ottiene la pressione massima che si scarica nel terreno pari a 3,82 daN/cm², per cui la verifica è soddisfatta.

Di seguito si riportano i risultati di calcolo:

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Coefficiente di Sicurezza:	2,30
Forma impronta fondazione:	QUADRATA
Lato B fondazione:	700 cm
Affondamento piano di posa Df:	570 cm
Affondamento della falda Dw:	410 cm
Angolo Ø attrito terreno:	24,0 (°)
Coesione terreno:	0,050 daN/cm ²
Peso di volume g terreno:	2000 daN/m ³
Peso specif. gs terreno saturo:	2000 daN/m ³
Peso specif. g' efficace terr.:	1019 daN/m ³
Peso specif. w dell'acqua :	981 daN/m ³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di TERZAGHI: $Q_{ult} = c N_c S_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q + 0,5 g' B N_g S_g + w (D_f - D_w)$
Pressione Limite ($Q_u/Coef.Sic.$): **6,67 daN/cm²**

Nc (Coeff. portata) =	23,36
Sc (Coeff. forma) =	1,30
Nq (Coeff. portata) =	11,40
Ng (Coeff. portata) =	8,58
Sg (Coeff. forma) =	0,80

Formula di MEYERHOF: $Q_{ult} = c N_c S_c D_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q D_q + 0,5 g' B N_g S_g D_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/Coef.Sic.$): **7,79 daN/cm²**

Nc (Coeff. portata) =	19,32
Sc (Coeff. forma) =	1,47
Dc (Coeff. prof.) =	1,25
Nq (Coeff. portata) =	9,60
Sq (Coeff. forma) =	1,24
Dq (Coeff. prof.) =	1,13
Ng (Coeff. portata) =	5,72
Sg (Coeff. forma) =	1,24
Dg (Coeff. prof.) =	1,13

Formula di HANSEN: $Q_{ult} = c N_c S_c D_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/Coef.Sic.$): **8,88 daN/cm²**

Nc (Coeff. portata) =	19,32
Sc (Coeff. forma) =	1,50
Dc (Coeff. prof.) =	1,33
Nq (Coeff. portata) =	9,60
Sq (Coeff. forma) =	1,45
Dq (Coeff. prof.) =	1,26
Ng (Coeff. portata) =	5,75
Sg (Coeff. forma) =	0,60
Dg (Coeff. prof.) =	1,00

Formula EUROCODICE 7: $Q_{ult} = c N_c S_c + [g D_f + g' (D_f - D_w)] N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g + w (D_f - D_w)$

Pressione Limite ($Q_u/Coef.Sic.$): **7,28 daN/cm²**

Nc (Coeff. portata) =	19,32
Sc (Coeff. forma) =	1,45
Nq (Coeff. portata) =	9,60
Sq (Coeff. forma) =	1,41
Ng (Coeff. portata) =	7,66
Sg (Coeff. forma) =	0,70

7.6 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

Non ci sono problemi di sollevamento in quanto il livello di falda risulta al di sotto dell'intradosso della fondazione. In tale caso è stata adottata la soluzione di muro a U solo in forma cautelativa e al fine di contenere gli ingombri degli scavi.

Nel caso in cui il livello di falda risultasse maggiore a quella previsto, al fine di soddisfare i requisiti di sollevamento della struttura, si potrà procedere alla modifica progettuale secondo i seguenti criteri:

- Allargamento della mensola di fondazione;
- Ispessimento della fondazione;
- Getto di magro opportunamente armato e collegato con barre alla fondazione, da utilizzare come zavorra;
- Combinazione delle precedenti sistemi sopra descritti.

7.7 VERIFICA LOCALE

Per la verifica locale si considera lo *Schema di carico 3* risultando la condizione maggiormente gravosa come previsto nella Norma vigente par. 5.1.3.3.

Sulla base dello schema di Figura 7.8, il carico concentrato si ripartisce con un'angolo di diffusione di 45° sino al piano medio della soletta, per cui si ottiene:

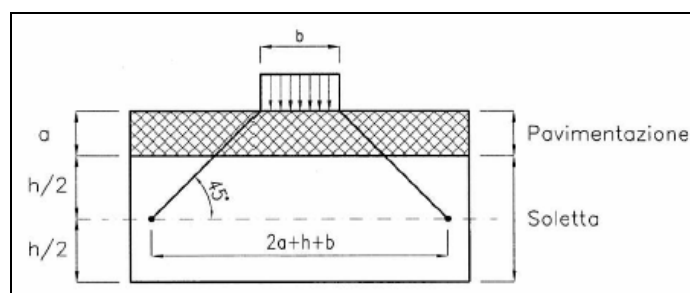


Figura 7.8: schemi diffusione dei carichi concentrati nella soletta.

$a = 1,10$ m spessore pavimentazione

$b = 0,40$ m impronta quadrata di carico

$h = 0,50$ m spessore soletta

$Q = 150$ kN carico concentrato verticale sull'impronta b

$L_T = 2 \cdot a + h + b = 2 \cdot 1,10 + 0,50 + 0,40 = 3,10$ m larghezza trasversale della zona caricata

Quindi la tensione sulla soletta risulta:

$$\sigma = Q/A = 150 / (3,10 \cdot 3,10) = 15,6 \text{ kN/m}^2 = 0,16 \text{ kg/cm}^2$$

Tali valori sono lontani rispetto allo stato tensionale ammissibile del cls, per cui le verifiche si possono ritenere soddisfatte.

ALLEGATI

TABULATI DI CALCOLO (MCD di GEOSTRU)
MURO Tipo 1 E 2 - METODOLOGIA

Normative di riferimento:

NTC 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

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:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

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

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

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

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

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

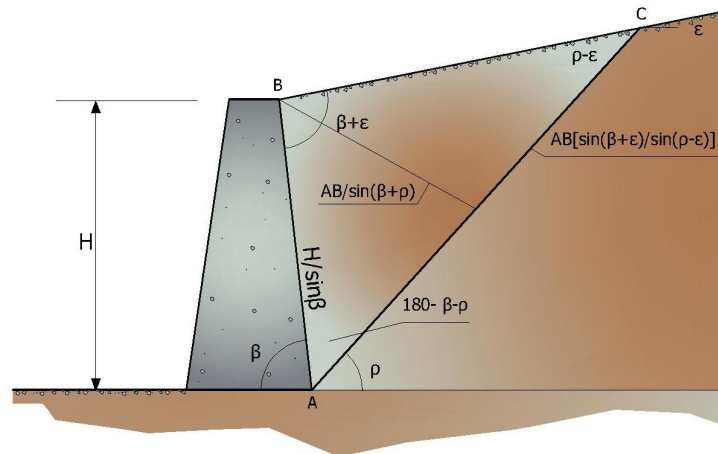
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

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.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

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

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

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:

$$K_a = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}$$

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:

$$\tan \vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{\max} = Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = Accelerazione di gravità.

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

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

S = coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L METODOLOGIA

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

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - PVR)}$$

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

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

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR} = Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;

γ_I = Fattore di importanza;

S = Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);

$a_g = a_{gR} \gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

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:

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

dove

Q = Carico agente sul terrapieno.

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

$$S_c = P_c \cdot H$$

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:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

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

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:

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

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:

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

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

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

Con H altezza del livello di falda 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:

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

Con risultante pari a:

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

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

Resistenza passiva

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

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

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

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

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

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

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

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

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:

$$V_d \leq R_d$$

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:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

$A' = B \cdot L'$ 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;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_c = Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

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.

VESIC - Analisi a lungo termine

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

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

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

Fattori di forma

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

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

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

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

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

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

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

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN - Analisi a breve termine

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

$A' = B' \cdot L'$ 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, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c = Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c = Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f = Area efficace della fondazione;

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

HANSEN- Analisi a lungo termine

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

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

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

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

per fondazione nastriforme

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

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^5$$

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

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

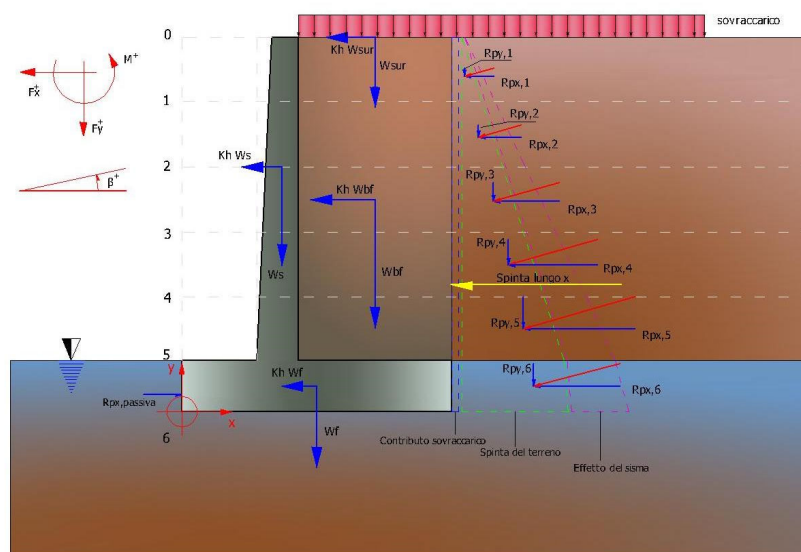
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

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.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

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.

TABULATI DI CALCOLO (MCD di GEOSTRU)

MURO Tipo 1 ($H \leq 3,2m$)

Indice

1.Dati generali	1
2.CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI	1
3.Stratigrafia	2
4.Fattori combinazione	2
5.A1+M1+R3 [GEO+STR]	3
5.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia)	4
5.2.1-Armatura elevazione	5
5.3.1-Sollecitazioni totali	7
5.4.1-Verifica alla traslazione	7
5.5.1-Verifica al ribaltamento	7
5.6.1-Carico limite	8
5.7.1-Tensioni sul terreno	8
5.8.1-Armatura in fondazione	8
6.A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]	9
6.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia)	10
6.2.2-Armatura elevazione	11
6.3.2-Sollecitazioni totali	13
6.4.2-Verifica alla traslazione	13
6.5.2-Verifica al ribaltamento	13
6.6.2-Carico limite	13
6.7.2-Tensioni sul terreno	14
6.8.2-Armatura in fondazione	14
7.A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO+STR]	15
7.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia)	16
7.2.3-Armatura elevazione	17
7.3.3-Sollecitazioni totali	19
7.4.3-Verifica al ribaltamento	19
7.5.3-Armatura in fondazione	19

Dati generali

Descrizione	Muri rampa sottopasso via Leopardi - H=3.2 m/San Lorenzo in Campo (PU)
Data	12/10/2018
Condizioni ambientali	Ordinarie
Zona	San Lorenzo in Campo
Lat./Long. [WGS84]	43,59807/12,945223
Normativa GEO	NTC 2018
Normativa STR	NTC 2018
Spinta	Mononobe & Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	320,0 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	50,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	40,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	40,0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,53	2,44	0,27
S.L.D.	50,0	0,67	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,76	2,42	0,33
S.L.C.	975,0	2,29	2,44	0,34

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Classe II
--------	-----------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,795	1,0	0,0811	0,0405
S.L.D.	1,005	0,47	0,0482	0,0241
S.L.V.	2,5333	0,38	0,0982	0,0491
S.L.C.	3,1101	1,0	0,3172	0,1586

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Mpa]	Ec [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctd [Mpa]	fctm [Mpa]
1	C20/25	25	29960	20	11,33	1,03	2,21

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

2	C25/30	30	31470	25	14,16	1,19	2,56
3	C28/35	35	32300	28	15,86	1,28	2,76
4	C40/50	50	35220	40	19,83	1,49	3,2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	f _{yk} [Mpa]	f _{yd} [Mpa]	f _{tk} [Mpa]	f _{td} [Mpa]	ep _{tk}	epd _{ult}	β1*β2 iniziale	β1*β2 finale
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	200000	450	391,3	458,3	398,5	.012	.01	1	0,5
4	S235H	200000	240	210	360	210	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	200000	280	243	460	244	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	200000	360	312	510	360	0,012	0,01	1	0,5

Materiali impiegati realizzazione muro

C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione 4,0 cm
Copriferro, Fondazione 4,0 cm
Copriferro, Dente di fondazione 4,0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	510	0	20,00	35	0,00	16	No		Ghiaia sabbiosa limosa
2	80	0	19,00	24	0,00	12	No		Argilla
3	770	0	20,00	24	5,00	12	No		Argilla marnosa

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
Q _k = 20kPa	50,0	300,0	20,0	20,0	100,0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Peso terreno mensola	1,30
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Q _k = 20kPa	1,50

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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,4
2	Scorrimento	1,1

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

3	Partecipazione spinta passiva	1,4
	Ribaltamento	1,15

A_Unitari+M1+RSLV

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	Qk= 20kPa	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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

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	Qk= 20kPa	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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0811
 Coefficiente sismico verticale Kv 0,0405

CALCOLO SPINTE
Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	18,0	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
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	360,0	296,0	9,01	2,93	326,81	326,81
2	296,0	232,0	11,02	3,58	263,03	263,03
3	232,0	168,0	13,04	4,24	199,18	199,18
4	168,0	104,0	15,05	4,89	135,29	135,29
5	104,0	40,0	17,06	5,54	71,37	71,37

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
296,0	0,38	4,71	165,0	328,0
232,0	0,76	9,41	165,0	296,0
168,0	1,15	14,12	165,0	264,0
104,0	1,53	18,83	165,0	232,0
40,0	1,91	23,54	165,0	200,0

Sollecitazioni sul muro

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

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

Quota	Fx	Fy	M	H
296,0	9,4	7,64	2,46	30,0
232,0	20,8	15,93	11,48	30,0
168,0	34,22	24,87	28,34	30,0
104,0	49,65	34,46	54,34	30,0
40,0	67,09	44,71	90,75	30,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	7,78	117,02	S	141,48	0,0	14,77
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	16,29	117,97	S	142,58	0,0	6,72
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	25,28	118,97	S	143,77	0,0	4,12
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	35,35	120,08	S	145,04	0,0	2,86
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	45,53	121,2	S	146,4	0,0	2,14

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(xr1, yr1) = (230,0/0,0)$

Piano di rottura passante per $(xr2, yr2) = (230,0/360,0)$

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

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
40,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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}
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
16,0	0,25	0,3	0,06	0,24	0,07	0,06	0,02

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 (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	360,0	296,0	8,51	5,84	326,93	326,9
2	296,0	232,0	10,22	7,03	263,11	263,09
3	232,0	168,0	11,93	8,23	199,24	199,22
4	168,0	104,0	13,65	9,43	135,33	135,32
5	104,0	40,0	15,36	10,63	71,41	71,4
6	40,0	0,0	10,95	5,95	19,76	19,87

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Q_i	Quota iniziale strato (cm);
Q_f	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
E_{ps}	Inclinazione dello strato. (°);
F_i	Angolo di resistenza a taglio (°);
Δ	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q_i	Q_f	G	E_{ps}	F_i	Δ	c	β	Note
40,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	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}
-------	-------	----------	----------

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

196,0 1,85 -1,77 -0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	40,0	0,0	-2,84	-0,81	13,33	13,33

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	70,62	47,12	1,73
Peso muro	1,91	23,54	-35,02
Peso fondazione	1,83	22,56	-25,57
Sovraccarico	1,22	15,0	-26,37
Terr. fondazione	2,6	41,6	-80,09
Spinte fondazione	-2,84	-0,81	-0,38
	75,33	148,99	-165,7

Momento stabilizzante -289,17 kNm
 Momento ribaltante 123,47 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 78,17 kN
 Sommatoria forze verticali 149,81 kN
 Coefficiente di attrito 0,7
 Adesione 0,0 kPa
 Angolo piano di scorrimento -360,0 °
 Forze normali al piano di scorrimento 149,81 kN
 Forze parall. al piano di scorrimento 78,17 kN
 Resistenza terreno 107,74 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd **1,25**
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -289,17 kNm
 Momento ribaltante 123,47 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv **2,04**
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx) 75,33 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 148,99 kN
 Somma momenti -165,7 kNm
 Larghezza fondazione 230,0 cm

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	3,79 cm
Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	40,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20,0 kN/m ³
Nq	33,3
Nc	46,12
Ng	48,03
Fattori di forma	
sq	1,31
sc	1,32
sg	0,82
Inclinazione carichi	
iq	0,4
ic	0,38
ig	0,2
Fattori di profondità	
dq	1,05
dc	1,07
dg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	706,52 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	3,39

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	111,21 cm
Larghezza della fondazione	230,0 cm
x = 0,0 cm	71,18 kPa
x = 230,0 cm	58,38 kPa

MENSOLA A VALLE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
150,0	-2,84	-86,62	-67,0	40,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
-----	-----	----	----	------	-----	-----	---------

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	3,12	164,84	S	162,65	0,0	1,84
--------------	--------------	------	--------	---	--------	-----	------

MENSOLA A MONTE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
180,0	10,95	69,13	-29,15	40,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	11,21	166,1	S	163,77	0,0	2,32

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0811
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0405

CALCOLO SPINTE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
---	-----------------------------------

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

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
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	360,0	296,0	6,86	2,23	326,88	326,88
2	296,0	232,0	8,29	2,69	263,08	263,08
3	232,0	168,0	9,73	3,16	199,21	199,21
4	168,0	104,0	11,16	3,63	135,31	135,31
5	104,0	40,0	12,6	4,09	71,39	71,39

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
296,0	0,38	4,71	165,0	328,0
232,0	0,76	9,41	165,0	296,0
168,0	1,15	14,12	165,0	264,0
104,0	1,53	18,83	165,0	232,0
40,0	1,91	23,54	165,0	200,0

Sollecitazioni sul muro

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

Quota	Fx	Fy	M	H
296,0	7,24	6,93	1,91	30,0
232,0	15,91	14,34	8,83	30,0
168,0	26,02	22,2	21,7	30,0
104,0	37,57	30,54	41,43	30,0
40,0	50,55	39,34	68,93	30,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	7,28	116,97	S	141,39	0,0	19,16
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	14,79	117,8	S	142,37	0,0	8,78
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	22,78	118,69	S	143,41	0,0	5,41
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	31,27	119,63	S	144,52	0,0	3,77
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	39,94	120,59	S	145,69	0,0	2,83

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(xr1, yr1) = (230, 0/0, 0)$

Piano di rottura passante per $(xr2, yr2) = (230, 0/360, 0)$

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

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
40,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
16,0	0,25	0,3	0,06	0,24	0,07	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	360,0	296,0	6,59	4,49	327,02	326,99
2	296,0	232,0	7,8	5,33	263,17	263,15
3	232,0	168,0	9,0	6,18	199,28	199,27
4	168,0	104,0	10,21	7,03	135,37	135,36
5	104,0	40,0	11,42	7,87	71,44	71,43
6	40,0	0,0	8,08	4,48	19,76	19,88

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
40,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196,0	1,85	-1,77	-0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	40,0	0,0	-2,84	-0,81	13,33	13,33

Sollecitazioni total i

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	53,1	35,39	2,19
Peso muro	1,91	23,54	-35,02
Peso fondazione	1,83	22,56	-25,57
Sovraccarico	0,81	10,0	-17,58
Terr. fondazione	2,6	32,0	-60,41
Spinte fondazione	-2,84	-0,81	-0,38
	57,41	122,66	-136,76

Momento stabilizzante -232,26 kNm
 Momento ribaltante 95,49 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	60,24 kN
Sommatoria forze verticali	123,48 kN
Coefficiente di attrito	0,7
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	123,48 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	60,24 kN
Resistenza terreno	89,3 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,48
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-232,26 kNm
Momento ribaltante	95,49 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2,43
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	57,41 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	122,66 kN
Somma momenti	-136,76 kNm
Larghezza fondazione	230,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	3,5 cm
Peso unità di volume	20,0 kN/m³
Angolo di resistenza al taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	40,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20,0 kN/m³
Nq	33,3
Nc	46,12
Ng	48,03
Fattori di forma	
sq	1,31
sc	1,32
sg	0,82
Inclinazione carichi	
iq	0,44

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

ic	0,42
ig	0,23
Fattori di profondità	
dq	1,05
dc	1,07
dg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	813,35 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	5,53

Carico limite verificato Csq>1**Tensioni sul terreno**

Ascissa centro sollecitazione	111,5 cm
Larghezza della fondazione	230,0 cm
x = 0,0 cm	58,21 kPa
x = 230,0 cm	48,46 kPa

MENSOLA A VALLE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
150,0	-2,84	-68,64	-53,05	40,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	3,12	164,84	S	162,65	0,0	2,32

MENSOLA A MONTE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
180,0	8,08	57,53	-23,3	40,0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	8,1	165,62	S	163,37	0,0	2,79

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,0811
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0405

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	18,0	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
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	360,0	296,0	8,66	2,81	327,3	327,3
2	296,0	232,0	9,8	3,18	263,38	263,38
3	232,0	168,0	10,94	3,55	199,44	199,44
4	168,0	104,0	12,07	3,92	135,5	135,5
5	104,0	40,0	13,21	4,29	71,54	71,54

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

	Quota	Px	Py	Xp	Yp
	296,0	0,57	4,71	165,0	328,0
	232,0	1,15	9,41	165,0	296,0
	168,0	1,72	14,12	165,0	264,0
	104,0	2,29	18,83	165,0	232,0
	40,0	2,86	23,54	165,0	200,0

Sollecitazioni sul muro

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

Quota	Fx	Fy	M	H
296,0	9,23	7,52	2,47	30,0
232,0	19,6	15,41	11,16	30,0
168,0	31,11	23,67	26,79	30,0
104,0	43,75	32,3	50,09	30,0
40,0	57,54	41,3	81,8	30,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.
 Afm Area dei ferri lato monte.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	7,78	117,02	S	141,47	0,0	15,03
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	15,79	117,91	S	142,51	0,0	7,13
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	24,28	118,86	S	143,61	0,0	4,53
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	32,8	119,8	S	144,75	0,0	3,24

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

4Ø20 (12,57) 4Ø20 (12,57) 41,97 120,81 S 145,95 0,0 2,49

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (230,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (230,0/360,0)

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

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
360,0	296,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
296,0	232,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
232,0	168,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
168,0	104,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
104,0	40,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
40,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
16,0	0,25	0,33	0,1	0,24	0,07	0,09	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	360,0	296,0	8,58	5,81	327,43	327,41
2	296,0	232,0	9,49	6,44	263,49	263,47
3	232,0	168,0	10,4	7,08	199,53	199,52

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

4	168,0	104,0	11,31	7,72	135,57	135,56
5	104,0	40,0	12,22	8,36	71,6	71,59
6	40,0	0,0	8,43	4,58	19,82	19,9

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
40,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196,0	1,85	-1,77	-0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	40,0	0,0	-2,84	-0,81	13,33	13,33

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	60,43	39,99	7,63
Peso muro	2,86	23,54	-33,11
Peso fondazione	2,74	22,56	-25,39
Sovraccarico	1,22	10,0	-16,12
Terr. fondazione	3,89	32,0	-57,81
Spinte fondazione	-2,84	-0,81	-0,38
	68,31	127,27	-125,18

Momento stabilizzante -242,85 kNm

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Momento ribaltante 117,66 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -242,85 kNm
 Momento ribaltante 117,66 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv} 2,06

Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1

MENSOLA A VALLE

X_{progr.} Ascissa progressiva (cm);
 F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

X _{progr.}	F _x	F _y	M	H
150,0	-2,84	-81,63	-67,47	40,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

A_{fi} Area dei ferri inferiori.
 A_{fs} Area dei ferri superiori.
 N_u Sforzo normale ultimo (kN);
 M_u Momento flettente ultimo (kNm);
 V_{rd} Resistenza a taglio senza armature trasversali V_{rd} (kN);
 V_{wd} Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT min{V_{rd}; V_{wd}}/V_{sdu}
 V_{sdu} Taglio di calcolo (kN);

A _{fi}	A _{fs}	N _u	M _u	Ver.	V _{rd}	V _{wd}	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	3,12	164,84	S	162,65	0,0	1,95

MENSOLA A MONTE

X_{progr.} Ascissa progressiva (cm);
 F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

X _{progr.}	F _x	F _y	M	H
180,0	8,43	68,62	-27,39	40,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

A_{fi} Area dei ferri inferiori.
 A_{fs} Area dei ferri superiori.
 N_u Sforzo normale ultimo (kN);
 M_u Momento flettente ultimo (kNm);
 V_{rd} Resistenza a taglio senza armature trasversali V_{rd} (kN);
 V_{wd} Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT min{V_{rd}; V_{wd}}/V_{sdu}
 V_{sdu} Taglio di calcolo (kN);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 1

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	8,72	165,71	S	163,42	0,0	2,34

TABULATI DI CALCOLO (MCD di GEOSTRU)

MURO Tipo 2 (3,2 m < H < 5,0 m)

Indice

1.Dati generali	1
2.Stratigrafia	1
3.Fattori combinazione	2
4.A1+M1+R3 [GEO+STR]	3
4.1.1-(Peso, Baricentro, Inerzia)	4
4.2.1-Armatura elevazione	4
4.3.1-Sollecitazioni totali	6
4.4.1-Verifica alla traslazione	7
4.5.1-Verifica al ribaltamento	7
4.6.1-Carico limite	7
4.7.1-Tensioni sul terreno	8
4.8.1-Armatura in fondazione	8
5.A Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]	9
5.1.2-(Peso, Baricentro, Inerzia)	10
5.2.2-Armatura elevazione	10
5.3.2-Sollecitazioni totali	12
5.4.2-Verifica alla traslazione	13
5.5.2-Verifica al ribaltamento	13
5.6.2-Carico limite	13
5.7.2-Tensioni sul terreno	14
5.8.2-Armatura in fondazione	14
6.A Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO+STR]	15
6.1.3-(Peso, Baricentro, Inerzia)	16
6.2.3-Armatura elevazione	16
6.3.3-Sollecitazioni totali	18
6.4.3-Verifica al ribaltamento	18
6.5.3-Armatura in fondazione	19

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2**Dati generali**

Descrizione	Muri rampa sottopasso via Leopardi - H=5.0 m/San Lorenzo in Campo (PU)
Data	12/10/2018
Condizioni ambientali	Ordinarie
Zona	San Lorenzo in Campo
Lat./Long. [WGS84]	43,59807/12,945223
Normativa GEO	NTC 2018
Normativa STR	NTC 2018
Spinta	Mononobe & Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	500,0 cm
Spessore testa muro	50,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	300,0 cm
Sporgenza mensola a monte	50,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	60,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	60,0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,53	2,44	0,27
S.L.D.	50,0	0,67	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,76	2,42	0,33
S.L.C.	975,0	2,29	2,44	0,34

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Classe II
--------	-----------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,795	1,0	0,0811	0,0405
S.L.D.	1,005	0,47	0,0482	0,0241
S.L.V.	2,5333	0,38	0,0982	0,0491
S.L.C.	3,1101	1,0	0,3172	0,1586

Stratigrafi a

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazion e dello strato.	Peso unità di volume (KN/m ³)	Angolo di resistenza a taglio	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizion e
----	----------------------------	-----------------------------------	---	-------------------------------------	-------------------	------------------------------------	---------------------------------	-----------	-----------------

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

		(°)		(°)		(°)			
1	710	0	20,00	35	0,00	16	No		Ghiaia sabbiosa limosa
2	80	0	19,00	24	0,00	12	No		Argilla
3	770	0	20,00	24	5,00	12	No		Argilla marnosa

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
Qk= 20kPa	50,0	300,0	20,0	20,0	100,0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Peso terreno mensola	1,30
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Qk= 20kPa	1,50

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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,4
2	Scorrimento	1,1
3	Partecipazione spinta passiva	1,4
	Ribaltamento	1,15

A Unitari+M1+RSLV

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	Qk= 20kPa	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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

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	Qk= 20kPa	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

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0811

Coefficiente sismico verticale Kv 0,0405

CALCOLO SPINTE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	18,0	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
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	17,07	5,55	507,6	507,6
2	460,0	360,0	21,98	7,14	408,14	408,14
3	360,0	260,0	26,89	8,74	308,48	308,48
4	260,0	160,0	31,8	10,33	208,71	208,71
5	160,0	60,0	36,71	11,93	108,89	108,89

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
460,0	0,99	12,26	325,0	510,0
360,0	1,99	24,52	325,0	460,0
260,0	2,98	36,77	325,0	410,0
160,0	3,98	49,03	325,0	360,0
60,0	4,97	61,29	325,0	310,0

Sollecitazioni sul muro

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

Quota	Fx	Fy	M	H
460,0	18,07	17,81	7,24	50,0
360,0	41,04	37,21	34,6	50,0
260,0	68,93	58,2	86,99	50,0
160,0	101,73	80,79	169,32	50,0
60,0	139,43	104,98	286,51	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	18,21	216,39	S	184,16	0,0	10,0
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	37,9	220,31	S	186,89	0,0	4,47
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	59,21	224,54	S	189,84	0,0	2,7
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	82,19	229,07	S	193,02	0,0	1,86
4Ø20 (12,57)	6Ø20 (18,85)	107,06	334,51	S	222,72	0,0	1,57

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (400,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (400,0/560,0)

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

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
60,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
16,0	0,25	0,3	0,06	0,24	0,07	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	16,34	11,15	507,87	507,81
2	460,0	360,0	20,52	14,07	408,3	408,27
3	360,0	260,0	24,7	17,0	308,59	308,57
4	260,0	160,0	28,87	19,93	208,79	208,78
5	160,0	60,0	33,05	22,85	108,95	108,93
6	60,0	0,0	22,61	13,08	29,6	29,8

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
60,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196,0	1,85	-1,77	-0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	60,0	0,0	-6,38	-1,83	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	146,08	98,08	-46,4
Peso muro	4,97	61,29	-183,79
Peso fondazione	4,77	58,84	-116,25
Sovraccarico	1,22	15,0	-49,44

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Terr. fondazione	4,06	65,0	-231,18
Spinte fondazione	-6,38	-1,83	-1,28
	154,71	296,38	-628,33

Momento stabilizzante	-1009,21 kNm
Momento ribaltante	380,88 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	161,1 kN
Sommatoria forze verticali	298,21 kN
Coefficiente di attrito	0,7
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	298,21 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	161,1 kN
Resistenza terreno	215,2 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,21

Traslazione verificata Csd>1**Verifica al ribaltamento**

Momento stabilizzante	-1009,21 kNm
Momento ribaltante	380,88 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2,3

Muro verificato a ribaltamento Csv>1**Carico limite verticale VESIC**

Somma forze in direzione x (Fx)	154,71 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	296,38 kN
Somma momenti	-628,33 kNm
Larghezza fondazione	400,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	12,0 cm
Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20,0 kN/m ³
Nq	33,3
Nc	46,12
Ng	48,03
Fattori di forma	
sq	1,19
sc	1,19
sg	0,89
Inclinazione carichi	
iq	0,41
ic	0,39
ig	0,2
Fattori di profondità	
dq	1,04
dc	1,06
dg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	1946,38 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	4,69

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	212,0 cm
Larghezza della fondazione	400,0 cm
x = 0,0 cm	60,76 kPa
x = 400,0 cm	87,43 kPa

MENSOLA A VALLE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
300,0	-6,38	-169,99	-242,03	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	6,44	262,85	S	211,58	0,0	1,22

MENSOLA A MONTE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
350,0	22,61	127,55	-56,41	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	23,15	266,94	S	211,81	0,0	1,63

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0811

Coefficiente sismico verticale Kv 0,0405

CALCOLO SPINTE
Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	18,0	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
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	0,02
18,0	0,25	0,3	0,06	0,23	0,08	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	13,45	4,37	507,83	507,83
2	460,0	360,0	16,95	5,51	408,28	408,28

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

3	360,0	260,0	20,46	6,65	308,57	308,57
4	260,0	160,0	23,97	7,79	208,78	208,78
5	160,0	60,0	27,48	8,93	108,94	108,94

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
460,0	0,99	12,26	325,0	510,0
360,0	1,99	24,52	325,0	460,0
260,0	2,98	36,77	325,0	410,0
160,0	3,98	49,03	325,0	360,0
60,0	4,97	61,29	325,0	310,0

Sollecitazioni sul muro

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

Quota	Fx	Fy	M	H
460,0	14,44	16,63	5,84	50,0
360,0	32,39	34,4	27,58	50,0
260,0	53,85	53,3	68,75	50,0
160,0	78,81	73,35	132,84	50,0
60,0	107,28	94,53	223,36	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	16,77	216,11	S	184,12	0,0	12,5
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	34,98	219,73	S	186,49	0,0	5,65
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	54,4	223,58	S	189,16	0,0	3,44
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	74,7	227,6	S	191,98	0,0	2,39
4Ø20 (12,57)	6Ø20 (18,85)	96,59	332,55	S	221,25	0,0	2,02

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (400,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (400,0/560,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
60,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
16,0	0,25	0,3	0,06	0,24	0,07	0,06	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 (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	13,11	8,89	508,12	508,06
2	460,0	360,0	16,06	10,95	408,47	408,43
3	360,0	260,0	19,01	13,02	308,71	308,68
4	260,0	160,0	21,96	15,09	208,88	208,86
5	160,0	60,0	24,91	17,15	109,01	109,0
6	60,0	0,0	16,89	9,92	29,62	29,81

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

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

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

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

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
60,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196,0	1,85	-1,77	-0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	60,0	0,0	-6,38	-1,83	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	111,95	75,02	-31,16
Peso muro	4,97	61,29	-183,79
Peso fondazione	4,77	58,84	-116,25
Sovraccarico	0,81	10,0	-32,96
Terr. fondazione	4,06	50,0	-174,93
Spinte fondazione	-6,38	-1,83	-1,28
	120,17	253,32	-540,36

Momento stabilizzante	-841,97 kNm
Momento ribaltante	301,61 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	126,56 kN
Sommatoria forze verticali	255,15 kN
Coefficiente di attrito	0,7
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	255,15 kN

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Forze parall. al piano di scorrimento	126,56 kN
Resistenza terreno	185,05 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,46
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-841,97 kNm
Momento ribaltante	301,61 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2,79
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	120,17 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	253,32 kN
Somma momenti	-540,36 kNm
Larghezza fondazione	400,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	13,31 cm
Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	20,0 kN/m ³
Nq	33,3
Nc	46,12
Ng	48,03
Fattori di forma	
sq	1,19
sc	1,19
sg	0,89
Inclinazione carichi	
iq	0,46
ic	0,44
ig	0,24
Fattori di profondità	
dq	1,04
dc	1,06
dg	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	2288,03 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	7,53

Carico limite verificato Csq>1**Tensioni sul terreno**

Ascissa centro sollecitazione	213,31 cm
Larghezza della fondazione	400,0 cm
x = 0,0 cm	50,69 kPa
x = 400,0 cm	75,97 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
300,0	-6,38	-138,22	-195,18	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	6,44	262,85	S	211,58	0,0	1,5

MENSOLA A MONTE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
350,0	16,89	105,18	-45,04	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	17,04	265,45	S	211,73	0,0	1,97

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0811
Coefficiente sismico verticale Kv 0,0405

CALCOLO SPINTE
Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

G	Peso unità di volume (kN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	18,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	18,0	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
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03
18,0	0,25	0,33	0,1	0,23	0,08	0,09	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	17,44	5,67	508,67	508,67
2	460,0	360,0	20,22	6,57	408,85	408,85
3	360,0	260,0	23,0	7,47	308,99	308,99
4	260,0	160,0	25,78	8,38	209,1	209,1
5	160,0	60,0	28,56	9,28	109,19	109,19

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

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

Quota	Px	Py	Xp	Yp
460,0	1,49	12,26	325,0	510,0
360,0	2,98	24,52	325,0	460,0
260,0	4,47	36,77	325,0	410,0
160,0	5,96	49,03	325,0	360,0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

60,0 7,46 61,29 325,0 310,0

Sollecitazioni sul muro

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

Quota	Fx	Fy	M	H
460,0	18,93	17,92	7,82	50,0
360,0	40,64	36,75	35,73	50,0
260,0	65,13	56,48	86,51	50,0
160,0	92,4	77,12	162,95	50,0
60,0	122,46	98,66	267,83	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.
 Afr Area dei ferri lato monte.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afr	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	18,21	216,39	S	184,18	0,0	9,54
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	37,53	220,24	S	186,83	0,0	4,51
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	57,73	224,24	S	189,6	0,0	2,85
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	78,44	228,33	S	192,51	0,0	2,04
4Ø20 (12,57)	6Ø20 (18,85)	100,62	333,31	S	221,83	0,0	1,78

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (400,0/0,0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (400,0/560,0)

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

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

260,0	160,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0
160,0	60,0	20,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0
60,0	0,0	20,0	0,0	35,0	16,0	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
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
35,0	0,25	0,35	0,11	0,2	0,14	0,09	0,07
16,0	0,25	0,33	0,1	0,24	0,07	0,09	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	17,54	11,81	508,94	508,9
2	460,0	360,0	19,77	13,37	409,06	409,03
3	360,0	260,0	21,99	14,93	309,16	309,13
4	260,0	160,0	24,22	16,49	209,23	209,21
5	160,0	60,0	26,44	18,04	109,3	109,28
6	60,0	0,0	17,46	10,08	29,71	29,85

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

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

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
60,0	0,0	20,0	180,0	35,0	16,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

μ	Kp	Kpx	Kpy
196,0	1,85	-1,77	-0,51

Spinte risultanti e punto di applicazione

	Qi	Quota inizio strato.				
	Qf	Quota inizio strato.				
	Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);				
	Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);				
	Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);				
	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	60,0	0,0	-6,38	-1,83	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

	Fx	Forza in direzione x (kN);			
	Fy	Forza in direzione y (kN);			
	M	Momento (kNm);			
	Fx	Fy	M		
Spinta terreno	127,42	84,72	-15,99		
Peso muro	7,46	61,29	-176,08		
Peso fondazione	7,16	58,84	-115,53		
Sovraccarico	1,22	10,0	-30,69		
Terr. fondazione	6,08	50,0	-168,64		
Spinte fondazione	-6,38	-1,83	-1,28		
	142,95	263,03	-508,21		

Momento stabilizzante -880,78 kNm
 Momento ribaltante 372,56 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -880,78 kNm
 Momento ribaltante 372,56 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 2,36
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

MENSOLA A VALLE

	Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);			
	Fx	Forza in direzione x (kN);			
	Fy	Forza in direzione y (kN);			
	M	Momento (kNm);			
	H	Altezza sezione (cm);			
	Xprogr.	Fx	Fy	M	H
	300,0	-6,38	-159,99	-249,58	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO A: MURI A L TIPO 2

Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	6,44	262,85	S	211,58	0,0	1,3

MENSOLA A MONTE

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

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
350,0	17,46	122,13	-51,79	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
4Ø20 (12,57)	4Ø20 (12,57)	17,86	265,64	S	211,73	0,0	1,7

METODOLOGIA DI CALCOLO (SLOPE di GEOSTRU)

Definizione

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

Introduzione all'analisi di stabilità

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

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

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

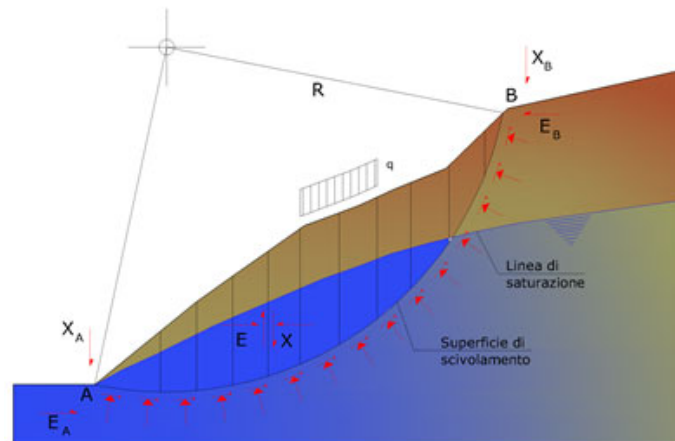
Metodo equilibrio limite (LEM)

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

$$F = \tau_f / \tau$$

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

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



Metodo dei concetti

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

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

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

Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni $4n$.

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

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

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

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

Metodo di Fellenius (1927)

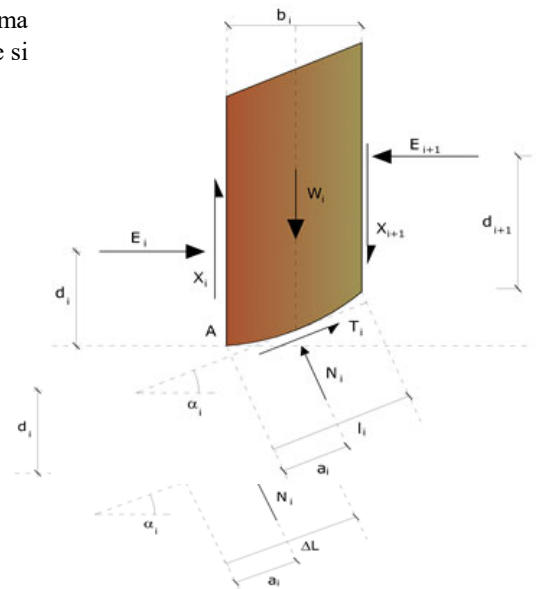
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

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

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

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



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

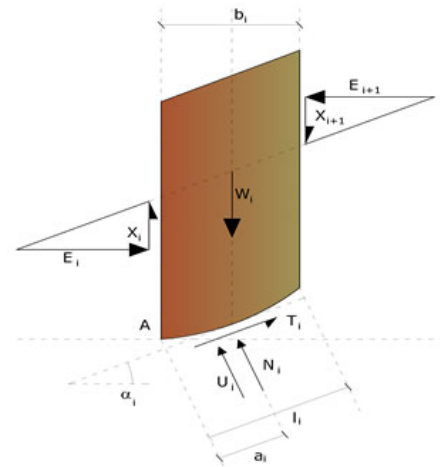
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

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

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

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



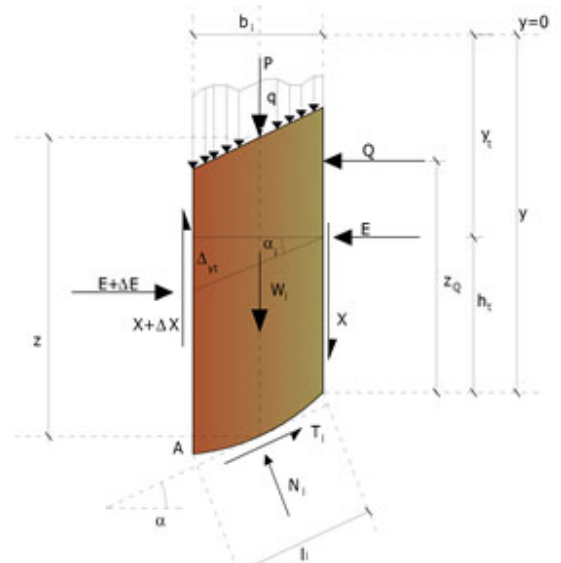
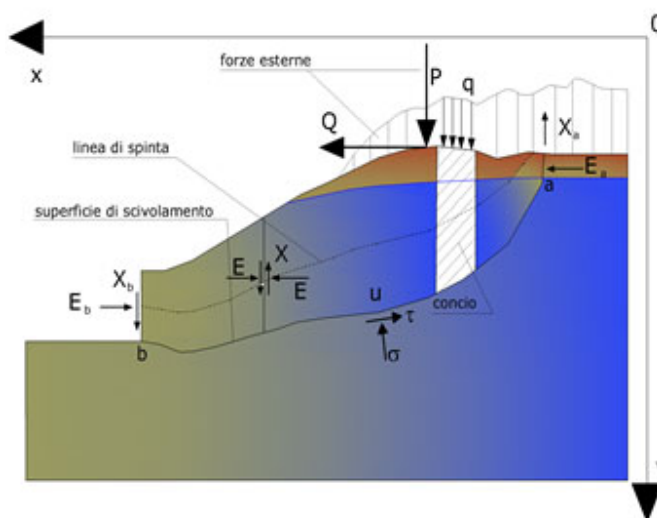
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi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

Metodo di Janbu (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.

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

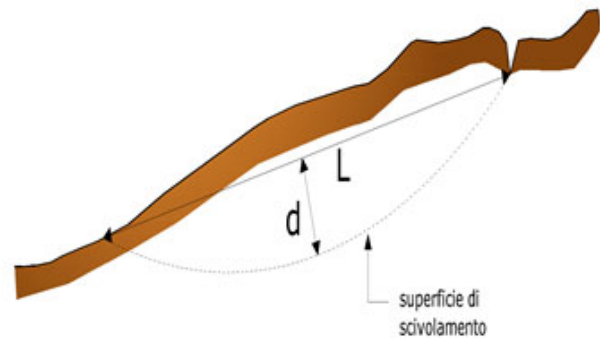
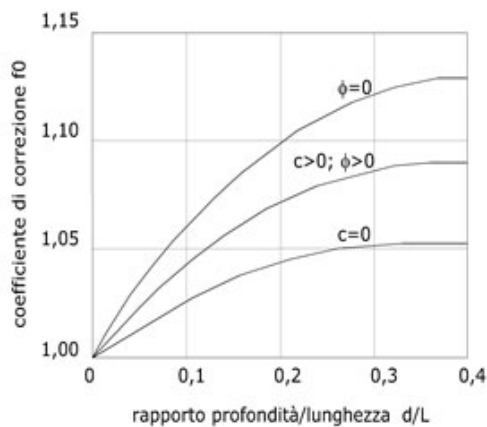


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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



Metodo di Bell (1968)

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

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

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

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

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

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

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

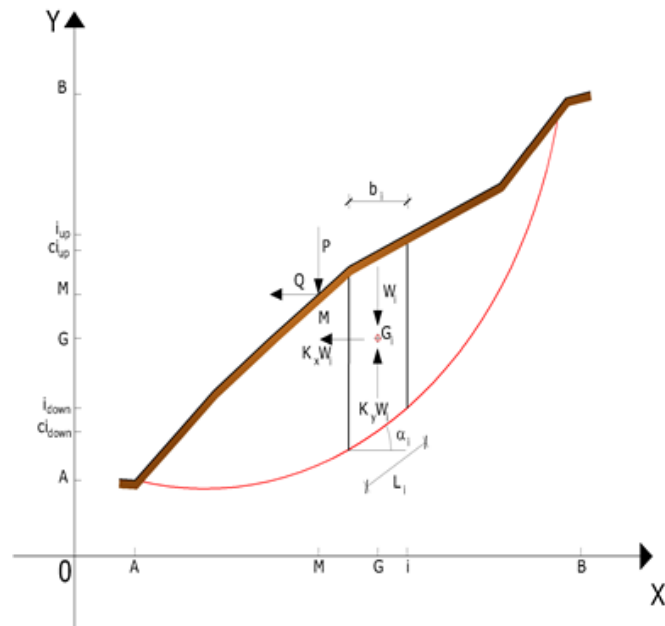
ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

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

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

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

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



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

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

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

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

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

Metodo di Sarma (1973)

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

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

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

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

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

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

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

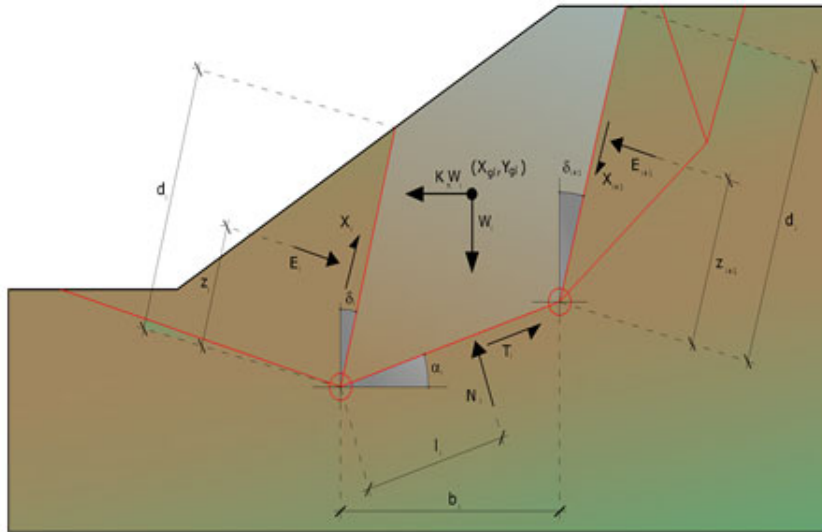
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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:



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \text{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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=Kc Accelerazione critica se F=1

F=Fs Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0

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

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

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

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

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

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

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

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

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

dove:

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

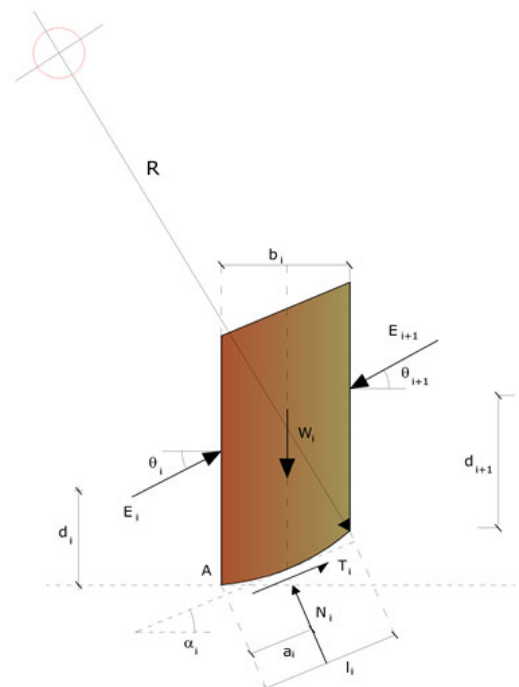
forza d'interazione fra i conci;

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:

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

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

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

Metodo di Morgenstern e Price (1965)

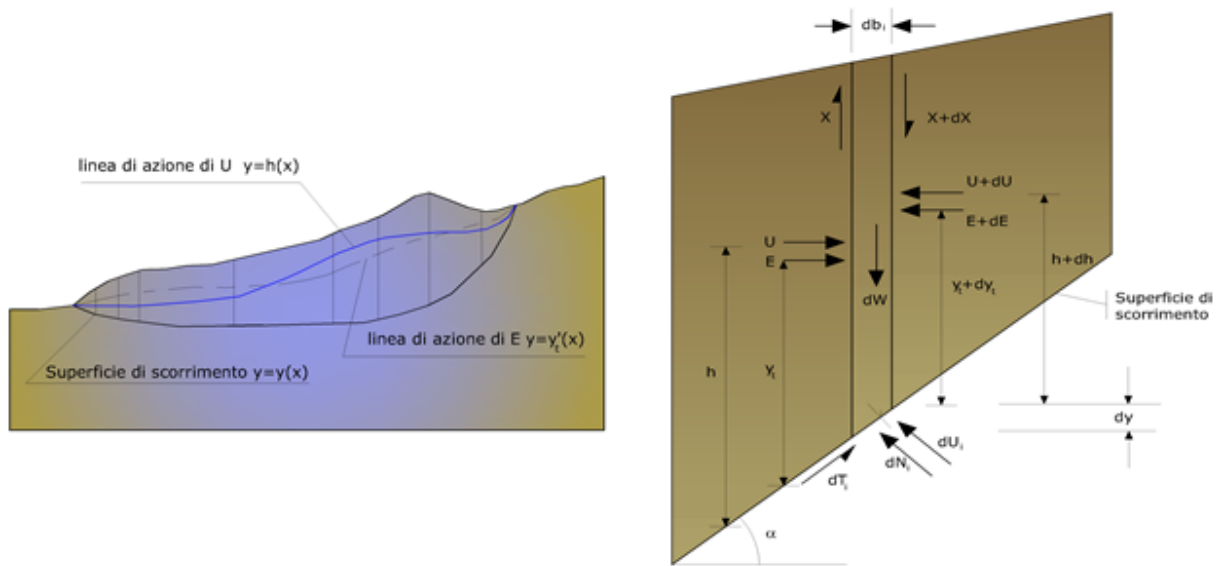
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione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

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

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

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



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

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

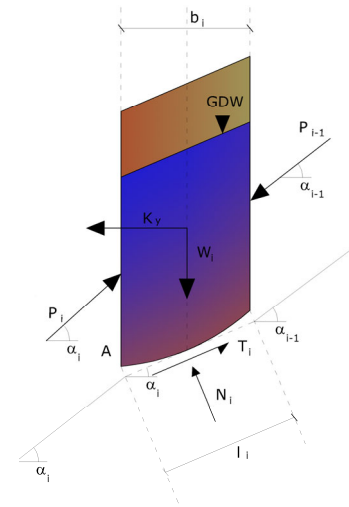
$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

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

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

Metodo di Zeng e Liang (2002)

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



Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

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

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

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

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

Valutazione dell'azione sismica

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

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

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

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

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre 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.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

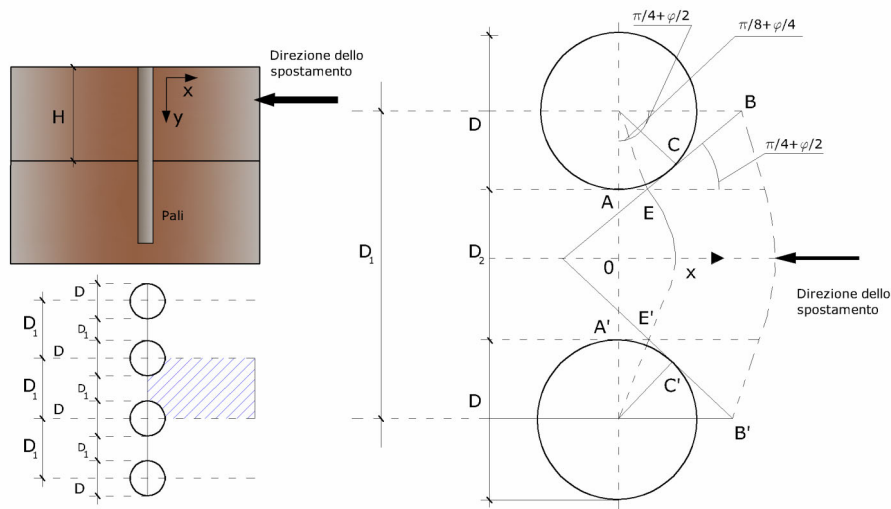
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato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

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

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

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

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



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

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

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

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

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;

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

Metodo del carico limite di Broms

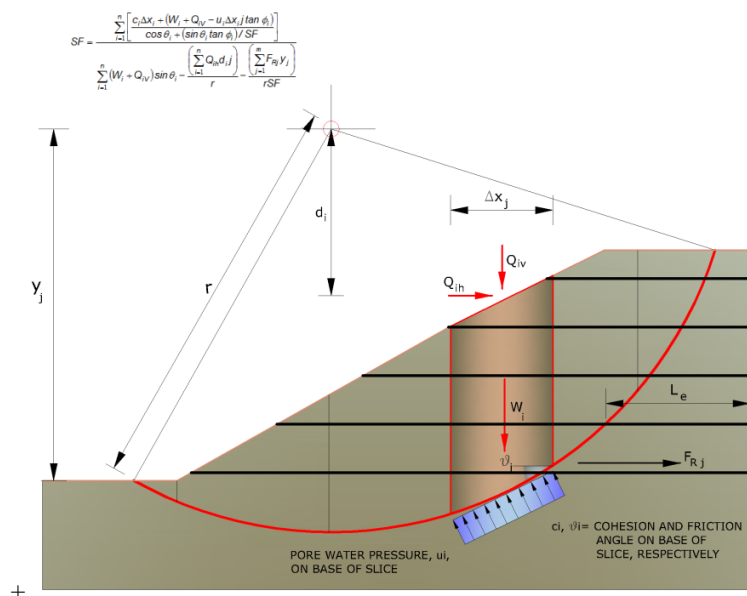
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

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

Elemento Rinforzo

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

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



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

L' altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

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

dove:

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

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

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

f_b Coefficiente di *Pullout*;

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

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

Ancoraggi

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

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

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

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

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

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

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

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

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

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

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

ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE
TABULATI DI CALCOLO (SLOPE di GEOSTRU)
MURO Tipo 1 ($H \leq 3,2m$)

Indice

1.Dati generali	2
2.Vertici profilo	3
3.Vertici strato1	3
4.Vertici strato2	3
5.Coefficienti parziali azioni	3
6.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	4
7.Stratigrafia	4
8.Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]	5

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Calcolo eseguito secondo	British Standard
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,24 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	9,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	8,76 m
Ordinata vertice destro superiore ys	13,51 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0982
Coefficiente azione sismica verticale	0,0491

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-1,0	5,4
2	5,0	5,4
3	6,5	5,4
4	6,8	8,6
5	6,8	8,6
6	12,8	8,6
7	14,8	8,6
8	19,6	8,6

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-1,0	3,5
2	6,8	3,5
3	19,6	3,5

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-1,0	2,7
2	6,8	2,7
3	19,6	2,7

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0		35	20,00031	20,00031	Ghiaia sabbiosa limosa	
2	0		24	19,0003	19,0003	Argilla	
3	5		24	20,00031	20,00031	Argilla marnosa	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	7,3	8,6	9,8	8,6	26,00041
2	3	5,4	5,5	5,4	10

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,12
Ascissa centro superficie	4,92 m
Ordinata centro superficie	9,68 m
Raggio superficie	5,45 m

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

xc = 4,92 yc = 9,677 Rc = 5,453 Fs=1,124

Nr.	B	Alfa	Li	Wi	Kh•Wi	Kv•Wi	c	Fi	Ui	N'i	Ti
	m	(°)	m	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m²)	(°)	(kN)	(kN)	(kN)
1	0,87	-32,9	1,04	5,44	0,53	0,27	0,0	29,3	0,0	9,6	4,8
2	0,87	-22,4	0,94	16,21	1,59	0,8	0,0	29,3	0,0	22,1	11,0
3	0,87	-12,8	0,9	26,93	2,64	1,32	0,0	29,3	0,0	31,1	15,5
4	0,87	-3,5	0,87	29,09	2,86	1,43	0,0	29,3	0,0	30,1	15,0
5	0,87	5,8	0,88	24,77	2,43	1,22	0,0	29,3	0,0	23,7	11,8
6	0,9	15,3	0,93	17,71	1,74	0,87	0,0	29,3	0,0	16,2	8,1
7	0,85	25,1	0,94	74,54	7,32	3,66	0,0	29,3	0,0	66,7	33,3
8	0,87	35,7	1,07	81,44	8,0	4,0	0,0	29,3	0,0	73,8	36,8
9	0,87	48,2	1,31	67,91	6,67	3,33	0,0	29,3	0,0	65,4	32,6
10	0,87	66,9	2,22	33,22	3,26	1,63	0,0	29,3	0,0	39,0	19,4

ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE
TABULATI DI CALCOLO (SLOPE di GEOSTRU)
MURO Tipo 2 ($3,2 \text{ m} < H < 5,0 \text{ m}$)

Indice

1.Dati generali	2
2.Vertici profilo	2
3.Vertici strato1	2
4.Vertici strato2	2
5.Coefficienti parziali azioni	3
6.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	3
7.Stratigrafia	3
8.Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]	4

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Calcolo eseguito secondo	British Standard
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	7,71 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	11,41 m
Ascissa vertice destro superiore xs	12,68 m
Ordinata vertice destro superiore ys	16,38 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0982
Coefficiente azione sismica verticale	0,0491

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-1,0	5,6

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO B: MURI A L TIPO 2

2	5,0	5,6
3	8,0	5,6
4	8,4	10,6
5	8,4	10,6
6	14,4	10,6
7	16,4	10,6
8	23,9	10,6

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-1,0	3,5
2	8,4	3,5
3	23,9	3,5

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-1,0	2,7
2	8,4	2,7
3	23,9	2,7

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0		35	20	20	Ghiaia sabbiosa limosa	
2	0		24	19	19	Argilla	
3	5		24	20	20	Argilla marnosa	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	8,9	10,6	11,4	10,6	26,00041
2	4	5,6	6,5	5,6	10

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

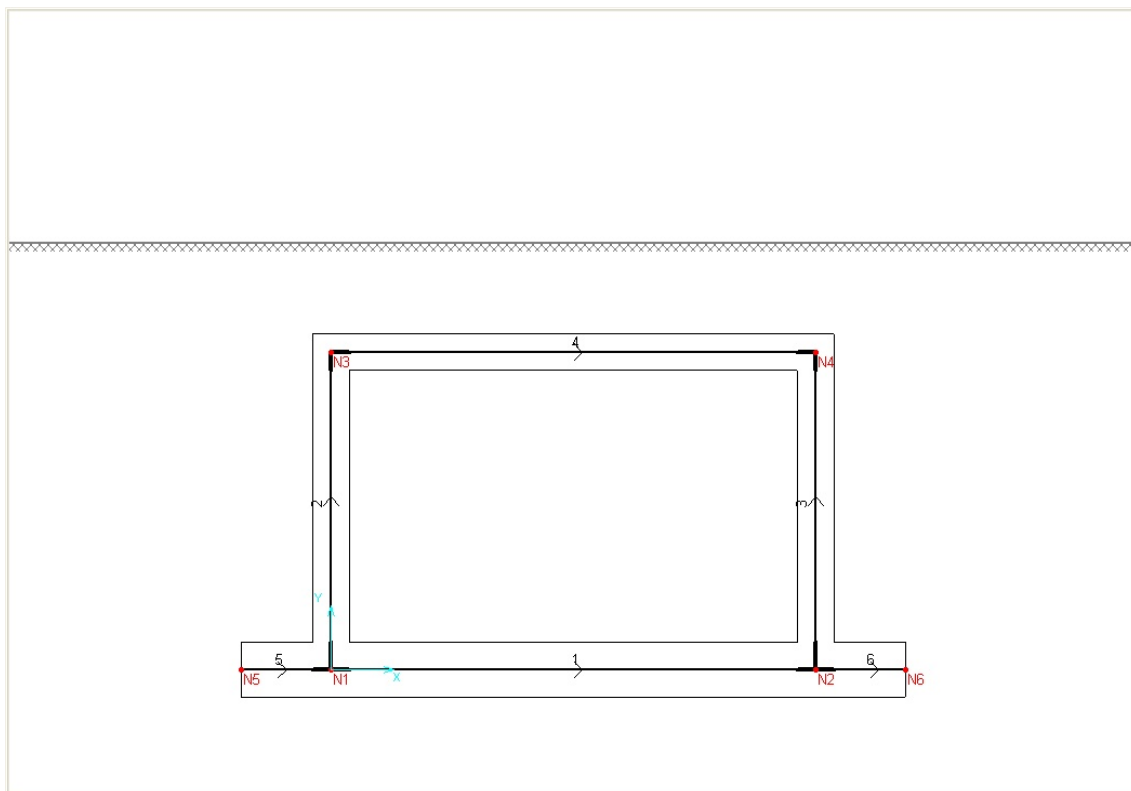
Fs minimo individuato	1,19
Ascissa centro superficie	7,71 m
Ordinata centro superficie	11,91 m
Raggio superficie	9,15 m

xc = 7,705 yc = 11,909 Rc = 9,153 Fs=1,189

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1,57	-40,0	2,05	23,01	2,26	1,13	0,0	29,3	0,0	49,7	23,4
2	1,57	-28,0	1,78	58,07	5,7	2,85	0,0	29,3	0,0	87,8	41,3
3	1,57	-17,3	1,64	91,56	8,99	4,5	0,0	19,6	0,0	105,7	31,7
4	1,57	-7,2	1,58	93,16	9,15	4,57	0,0	19,6	0,0	97,6	29,2
5	1,05	1,1	1,05	58,92	5,79	2,89	0,0	19,6	0,0	58,6	17,6
6	2,09	11,0	2,13	360,72	35,42	17,71	0,0	19,6	0,0	347,2	104,0
7	1,57	23,0	1,71	247,13	24,27	12,13	0,0	19,6	0,0	238,2	71,3
8	1,57	34,3	1,9	196,68	19,31	9,66	0,0	29,3	0,0	180,2	84,9
9	1,57	47,6	2,33	154,44	15,17	7,58	0,0	29,3	0,0	151,1	71,2
10	1,57	68,3	4,25	81,72	8,03	4,01	0,0	29,3	0,0	101,3	47,7

TABULATI DI CALCOLO (SCATOLARE di GEOSTRU)
MURO A U

SCHEMA DI CALCOLO DELLA STRUTTURA SCATOLARE



La struttura è definita dai nodi (in figura da N1 a N6) di estremità delle aste (in figura numerate da 1 a 6) le cui coordinate nodali sono riferite ad un sistema di riferimento generale X,Y con origine nel nodo N1.

(se lo schema effettivo non corrisponde a quello sopra rappresentato va sostituirlo con un grafico della struttura effettiva che mostri la numerazione dei nodi e delle aste; questo grafico può essere ottenuto da file *.dxf prodotto dal programma o da immagine bitmap catturata mediante l'apposito comando di programma. Analogamente per le parti più sollecitate della struttura vanno inoltre allegati grafici, (sempre da catturare da programma mediante file dxf o immagini bitmap), delle deformazioni e delle principali caratteristiche di sollecitazione [§ 10.2 NTC])

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[1] D.Min. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni

MODELLAZIONE ED ANALISI STRUTTURALE

Assumendo l'ipotesi di stato piano di deformazione, la tipologia strutturale adottata è quella di un portale rettangolare chiuso dalla trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione. Detta trave di fondazione può essere dotata eventualmente di due sbalzi laterali.

Il terreno in cui lo scatolare è immerso è suddiviso in tre strati a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche geotecniche:

- ricoprimento gravante direttamente sul traverso (può avere anche spessore nullo);
- rinfiamento a sinistra ed a destra dei due piedritti (può essere assente sia a sinistra che a destra);
- di fondazione.

Nel terreno di rinfiamento può essere presente la falda a profondità variabile. All'interno dello scatolare può essere presente un battente d'acqua.

Come opzione è prevista la possibilità di modellare la reazione passiva del terreno di rinfiamento mediante l'assegnazione del coefficiente di Winkler al terreno di rinfiamento con valore attivo solo per spostamenti dei piedritti diretti contro il terreno (il programma annulla viceversa tale valore per spostamenti di verso opposto).

Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di Winkler per spostamenti della fondazione e dei piedritti che comportino il distacco tra terreno e struttura) l'intera struttura dello scatolare viene discretizzata in aste di piccola lunghezza.

Nei nodi delle piccole aste così generate vengono concentrate le reazioni unidirezionali elastiche del terreno. Vengono altresì introdotte aste rigide in corrispondenza dei nodi strutturali per rendere il modello resistente dello scatolare più aderente al suo reale comportamento ed escludendo tali aste rigide dalle verifiche di a presso-flessione e taglio effettuate invece per tutte le restanti aste deformabili.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli spostamenti nell'ambito della elasticità lineare. Viene altresì utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale.

Gli incogniti spostamenti vengono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{in cui} \quad \begin{aligned} \mathbf{K} &= \text{matrice di rigidezza della struttura} \\ \mathbf{u} &= \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} &= \text{vettore forze nodali} \end{aligned}$$

Ottenuti gli spostamenti vengono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

ANALISI SISMICA

Il programma genera automaticamente due combinazioni sismiche pseudo-statiche corrispondenti alle direzioni +X e -X rispettivamente. Dette combinazioni vengono costruite sia sulla base dei dati sismici elencati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato in analogia ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% dell'altezza della spalla (ultimo comma § 7.9.5.4.2 NTC2018). Si ammette qui che anche nel caso di terreno di riporto ben costipato (come nel caso degli scatolari) viene l'ipotesi precedente sia rispettata. Si ipotizza cioè che lo scatolare si muova insieme al terreno. Di conseguenza il fattore di struttura è pari a $q=1$ (la struttura è non dissipativa e perciò non vanno applicati i particolari costruttivi inerenti la duttilità di cui al capitolo 7 delle NTC). Le forze d'inerzia di progetto vengono sempre determinate moltiplicando le masse interessate per l'accelerazione pari a $a_g \cdot S$ in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R assegnato. $S = S_S \cdot S_T$ è il coefficiente del

sottosuolo di cui alla formula (3.2.5) delle NTC. Le masse che generano tali forze d'inerzia sono quelle del peso proprio del traverso e di metà dei piedritti, del terreno di ricoprimento e dei carichi permanenti gravanti sul traverso e di un'aliquota dei carichi variabili gravanti sul traverso ipotizzati presenti in fase sismica (cfr. ultimo comma del §3.2.4 NTC).

Il programma calcola quindi la forza d'inerzia totale applicandola in quota parte nei due nodi di estremità del traverso.

Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sui piedritti (in aggiunta a quelle statiche) vengono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale K_h di cui al § 7.11.6.2.1 NTC. Il diagramma di tali pressioni viene cioè considerato uniforme e di intensità costante pari a $q = K_h \cdot q_0 + K_h \cdot \gamma \cdot H$ in cui q_0 è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico assegnato nella finestra dei Dati sismici,

$K_h = \beta_m \cdot a_g / g \cdot S$ è il coeff. sismico orizzontale, γ è il peso di volume del terreno, H è l'altezza del rinfiamento. Dette pressioni vengono assunte agenti nella stessa direzione (rispett. per sisma +X e -X) per entrambi i piedritti.

Nel caso in cui si sia assegnata un'altezza H' non nulla alla falda (caso di terreno di rinfiamento molto permeabile) il programma applica automaticamente un ulteriore diagramma uniforme di pressioni idrodinamiche la cui intensità è data da $7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_W \cdot H'^2$ in cui γ_W è il peso specifico dell'acqua (la formula è la (E.17) dell'EC8 parte 5).

Nel caso in cui nelle combinazioni sismiche sia presente un battente d'acqua alto h all'interno dello scatolare alla spinta idrostatica viene automaticamente aggiunta un diagramma di spinta idrodinamica di intensità pari a $7/8 K_h \cdot \gamma_W \cdot \sqrt{h \cdot z}$ in cui z è l'ordinata (in valore assoluto) del punto di calcolo del diagramma rispetto alla superficie dell'acqua (formula (E.18) EC8 parte 5).

SEMIPROGETTO E VERIFICA DELLE SEZIONI

Le verifiche agli SLU a flessione e presso tenso flessione delle combinazioni non sismiche sono effettuate sulla base del legame costitutivo parabola-rettangolo del calcestruzzo ed elastico-perfettamente plastico con deformazione ultima pari a quella massima di progetto ε_{ud} . La verifica a taglio prevede un primo controllo della resistenza in assenza di armature a taglio effettuato con la formula (4.1.14) di cui al § 4.1.2.1.3.1 NTC; se tale controllo non dà esito positivo l'intero taglio viene fatto assorbire da barre piegate a 45° (con resistenza f_{yD} ridotta del 20%) o da legature ortogonali al piano delle solette (equivalenti a bracci di staffe) a seconda dell'opzione preventivamente selezionata.

Le verifiche sezionali a flessione e pressoflessione delle combinazioni sismiche vengono invece svolte rispettando i momenti di prima plasticizzazione delle sezioni, essendo lo scatolare una struttura a comportamento non dissipativo.

Le verifiche delle sollecitazioni relative agli SLE vengono effettuate utilizzando i diagrammi lineari per calcestruzzo ed acciaio con coeff. di omogeneizzazione paria 15. La verifica dell'ampiezza media delle fessure utilizza la procedura indicata nel § 4.1.2.2.4.6 delle precedenti NTC2008 ritenuta una fonte di comprovata validità per questo tipo di verifica.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Geostru anche sulla base di algoritmi riportati nella letteratura internazionale di comprovata affidabilità.

La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

AFFIDABILITA' DEL CODICE UTILIZZATO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

DATI DI INPUT DELLA STRUTTURA SCATOLARE

Descrizione Calcolo: Variante S.P. 424 Cesanense - Il stralcio Muri a U rampa sottopasso via Leopardi - H=5.45m

(File: L:\424_Cesanense\II Stralcio\Esecutivo Set 2018\Componenti di progetto\Opere d'arte\Calcolo Strutturale\Muri rampa Sottopassio_via Leopardi\Muri ad U\MURI RAMPA U H=5.45M.SC1)

DATI GEOMETRICI STRUTTURA

Larghezza striscia di calcolo:	100,0	cm
Larghezza netta scatolare:	500,0	cm
Altezza netta piedritti:	545,0	cm
Spessore fondazione:	60,0	cm
Lunghezza sbalzo fond. di sinistra:	50,0	cm
Lunghezza sbalzo fond. di sinistra:	50,0	cm
Spessore piedritto di sinistra:	60,0	cm
Spessore piedritto di destra:	60,0	cm

DATI TERRENO DI RINFIANCO

Peso di volume:	2000	daN/m ³
Peso di volume saturo:	2000	daN/m ³
Angolo attrito ϕ' terreno:	35,0	°
Angolo attrito terreno-piedritti:	18,0	°
Coesione terreno rinfianco:	0,00	daN/cm ²
Coeff. di spinta terreno (a riposo):	0,426	
Coeff. Winkler per spost. laterali:	1,00	daN/cm ³

N.B. Il coeff. di Winkler è nullo per spostamenti che allontanano i piedritti dal terreno.

DATI TERRENO DI FONDAZIONE

Peso di volume:	2000	daN/m ³
Peso di volume saturo:	2000	daN/m ³
Pressione ultima di progetto:	4,00	daN/cm ²
Coeff. Winkler:	2,00	daN/cm ³

N.B. Il coeff. di Winkler è sempre nullo per spostamenti della fondazione verso l'alto.

In caso di sistacco della fondaz. dal terreno il calcolo diventa, pertanto, non lineare.

DATI SISMICI

Comune in cui ricade la struttura:	SAN LORENZO IN CAMPO
Classe d'uso struttura:	II
Vita nominale VN struttura:	50 anni

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

Vita di riferimento VR (S.L.V.):	50	anni
Accelerazione max. di progetto Ag/g:	0,183	
Fattore Fo di amplificazione max dello spettro:	2,420	
Categoria del sottosuolo (§3.2.2 NTC)	Tipo C	
Condizioni topografiche (§3.2.2 NTC)	T1	
Coeff. S del sottosuolo (§3.2.3.2.1 NTC)	1,434	
Spettro di progetto Sd (§7.9.5.4.2 NTC)	0,262	
Fattore βm del coeff. di spinta (§7.11.6.2.1)	0,380	
Coeff. Kh sismico spinta (assegnato dirett.):	0,262	
Peso tot. sismico efficace su traverso:	0	daN
Carico sism. cuneo spinta ritto sin.:	2000	daN/m²
Carico sism. cuneo spinta ritto des.:	2000	daN/m²
Forza sism. orizz. applicata nel nodo N3:	0	daN
Forza sism. orizz. applicata nel nodo N4:	0	daN
Ris. press. sism. terreno su ritto sin.:	18420	daN
Ris. press. sism. terreno su ritto des.:	18420	daN

Le forze d'inerzia applicate nei singoli nodi N3 ed N4 sono: $W_i \cdot A_g \cdot g \cdot S$ (§7.9.5.4.2 NTC) in cui:

- W_i = p.p. ½ traverso + p.p. ½ ritto + p.p. ricopr. + ½ p.perman. sul trav. + ½ aliq. p.var.

La ris. delle sole pressioni sismiche del terreno sul singolo ritto è data da $K_h(\Gamma \cdot H^2 + Q \cdot H)$ dove:

- K_h = coeff. sismico orizz. = $\beta_m \cdot S \cdot A_g / g$

- Γ = peso dell'unità di volume del terreno

- H = altezza netta ritto + spessore traverso

- Q = carico (daN/m²) sul cuneo di spinta del ritto in esame ipotizzato presente durante il sisma

DATI DI CALCOLO

Metodo di calcolo della resistenza:	Stati Lim. Ultimi
N° Condizioni di Carico assegnate:	5
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Messa in conto deform. a taglio struttura:	SI
Passo di discretizzazione struttura:	20,00 cm

N.B. Tutte le aste in cui viene scomposto lo scatolare (traverso, piedritti, trave di fond.)

vengono discretizzate in elementi finiti di tipo trave in base al suddetto passo medio.

Le reazioni del terreno sulla struttura vengono concentrate nei nodi della discretizzazione.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158,60	daN/cm²
	Resist. traz. di calcolo fctd:	12,80	daN/cm²
	Modulo Elastico Normale Ec:	323000	daN/cm²
	Coeff. di Poisson:	0,20	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168,00	daN/cm²
	Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Freq.:	0,300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	126,00	daN/cm²
ACCIAIO -	Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	0,200	mm
	Tipo:	B450C	
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913,0	daN/cm²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913,0	daN/cm²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0,068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm²
	Comb. Rare S.L.E. - Sf Limite:	3600,0	daN/cm²
	Coeff. Ader. istant. β1*β2:	1,00	daN/cm²
	Coeff. Ader. differito β1*β2:	0,50	daN/cm²

COORDINATE E VINCOLI FISSI ED ELASTICI DEI NODI PRINCIPALI

Nodo	Nomi assegnati dal programma ai nodi che definiscono gli estremi delle travi							
X, Y	Coordinate [cm] dei nodi nel sistema X,Y di riferimento assunto dal programma							
Spost.X	Libero/Bloccato (vincolamento fisso del nodo in direz. X)							
Spost.Y	Libero/Bloccato (tipo vincolamento fisso in direz. Y)							
Rotaz.	Libera/Bloccata (vincolamento fisso del nodo alla rotazione)							
Rig.X	Rigidezza orizzontale elastica [daN/cm] applicata nel nodo							
Rig.Y	Rigidezza verticale elastica [daN/cm] applicata nel nodo							
Rig.Rot	Rigidezza rotazionale [daNm/rad] applicata nel nodo							

Nodo	X	Y	Spost.X	Spost.Y	Rotaz.	Rig.X	Rig.Y	Rig.Rot
N1	0,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N2	560,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N3	0,0	575,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N4	560,0	575,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N5	-80,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N6	640,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

CARATTERISTICHE DELLE TRAVI

N°Trave	Numerazione assegnata alle travi dal programma
EX Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. X del nodo iniziale deformabile della trave (offset rigido del nodo iniziale)
EY Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. Y del nodo iniziale deformabile della trave (offset rigido del nodo iniziale)
EX Fin.	Eccentricità [cm] in dir. X del nodo finale deformabile della trave (offset rigido del nodo finale)
EY Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. Y del nodo finale deformabile della trave (offset rigido del nodo finale)
Nome Sezione	Nome della sezione trasversale del tratto deformabile della trave

N°Trave	Nodo Ini.	Nodo Fin.	Ex Ini.	Ey Ini.	Ex Fin.	Ey Fin.	Nome Sezione
1	N1	N2	30,0	0,0	-30,0	0,0	FONDAZIONE
2	N1	N3	0,0	30,0	0,0	0,0	RITTO SIN
3	N2	N4	0,0	30,0	0,0	0,0	RITTO DES
4	N5	N1	0,0	0,0	-30,0	0,0	FONDAZIONE
5	N2	N6	30,0	0,0	0,0	0,0	FONDAZIONE

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI DELLE TRAVI

Base x Alt.:	Dimensioni sezione trasversale [cm]
Calcestr.:	Classe Calcestruzzo
Acciaio:	Tipo Acciaio
Cf.Inf.:	Copriferro [cm] delle barre inferiori misurato dal baricentro delle barre
Cf.Sup.:	Copriferro [cm] delle barre superiori misurato dal baricentro delle barre
B.App.:	Larghezza [cm] di appoggio della sezione sul terreno
Kwinkler:	Coeff. di sottofondo [daN/cm²]
Pr.Lim.:	Pressione Limite terreno travi di fondazione [daN/cm²]

N.B. Per assicurare l'equilibrio globale dello scatolare alla traslazione orizzontale il programma assegna in automatico un coeff. di Winkler tangenziale alla trave di fondazione assunto pari al 50% di quello normale.

Nome Sez.	Base x Alt.	Calcestr.	Acciaio	Cf.Inf.	Cf.Sup.	B.App.	Kwinkler	Pr.Lim.
FONDAZIONE	100,0x60,0	C28/35	B450C	5,0	5,0	100,0	2,00	4,00
RITTO SIN	100,0x60,0	C28/35	B450C	4,0	4,0	100,0	1,00	0,00
RITTO DES	100,0x60,0	C28/35	B450C	4,0	4,0	100,0	1,00	0,00

FATTORI DI COMBINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO

N.Comb.	Tipo Comb.	PESI PRO	PERMANEN	QA1=20KP	QA2= 20K	QP= 24KP
1	S.L.U.	1,300	1,500	1,500	1,500	1,500
2	S.L.E. Freq.	1,000	1,000	0,700	0,700	1,000
3	S.L.E. Q.Perm.	1,000	1,000	0,600	0,600	1,000
4	S.L.E. Rara	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
5	Comb.Sismiche	1,000	1,000	0,600	0,600	1,000

CONDIZIONE DI CARICO N. 1 'PESI PROPRI'

CARICHI DA PESO PROPRIO APPLICATI ALLE TRAVI

Py	Carico uniforme normale [daN/m] applicato sul tratto flessibile della trave
Px	Carico uniforme assiale [daN/m] applicato sul tratto flessibile della trave
M	Momento flettente uniforme [daNm/m] applicato sulla trave (positivo se orario)
Py Ini.	Valore iniziale del Carico lineare normale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Py Fin.	Valore finale del Carico lineare normale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Px Ini.	Valore iniziale del Carico lineare assiale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Px Fin.	Valore finale del Carico lineare assiale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
DT Sup.	Incremento di temperatura [°] al lembo superiore della trave
DT Inf.	Incremento di temperatura [°] al lembo inferiore della trave

N.B. Assunto per ogni trave un sistema locale con asse x diretto dal nodo iniziale a quello finale, i carichi ripartiti assegnati sono positivi se di verso opposto ai suddetti assi locali.

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

N°Trave	Py	Px	M	Py Ini.	Py Fin.	Px Ini.	Px Fin.	DT Ini.	DT Fin.
1	1500	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	1500	0	0	0	0	0	0	0
3	0	1500	0	0	0	0	0	0	0
4	1500	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1500	0	0	0	0	0	0	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 2 'PERMANENTI'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U[illegible]

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	SI/NO inclusione automatica nella condizione corrente del peso proprio del terreno di (ricoprimento ed applicato dal programma direttamente al traverso ed agli sbalzi di fondazione)
Tipo Spinta Sin	Assente/Statica Spinta del terreno di rifianco applicata al piedritto di sinistra comprendente l'effetto dell'eventuale falda e dell'eventuale tirante d'acqua
Tipo Spinta Des	Assente/Statica applicata al piedritto di destra
H Falda	Quota [cm] della falda misurata a partire dalla quota del piano di posa della trave di fondazione. Se assegnata (>0) il programma ne tiene conto nelle spinte laterali e nella sottospinta. Se assegnata (>0) il programma ne tiene conto nelle spinte laterali e nella sottospinta in fondazione. Il valore nullo equivale ad assenza della falda.
H Tirante	Quota in cm. dell'eventuale tirante d'acqua presente all'interno dello scatolare e misurato a partire dalla superficie superiore della trave di fondazione. Valore nullo = assenza tirante. In caso di valore positivo il programma applica il peso dell'acqua alla trave di fondazione e la spinta dell'acqua sui piedritti. Se assegnata in concomitanza della spinta sismica ne viene considerato l'incremento sismico (equivoco alla direzione del sisma).

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Spinta Statica	Spinta Statica	50	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 3 'QA1=20KPA (CARICO IN TESTA)'

CARICHI RIPARTITI APPLICATI SUL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Asc.Ini.	Ascissa X [cm] dell'estremo sinistro del carico ripartito nel riferimento generale
Asc.Fin.	Ascissa X [cm] dell'estremo destro del carico ripartito nel riferimento generale
Qy	Intensità del carico ripartito verticale [daN/m] (positivo se diretto verso il basso)
Ang.Diff.	Semiangolo [gradi sessadecimali] di diffusione del carico

N°Carico	Asc.Ini	Asc.Fin.	Qy	Ang.Diff.
1	-500,0	0,0	2000	45,0 °
2	560,0	1000,0	2000	45,0 °

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 4 'QA2= 20KPA (CARICO IN FONDAZIONE)'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

[illegible]

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 5 'QP= 24KPA (120CM DI PACCHETTO)'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

[illegible]

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

5 0 0 0 0 0 0 0 0 0

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

INVILUPPO ARMATURE E SFORZI NELLE SEZIONI

X	Ascisse progressive [cm] delle sezioni di travata (escluse quelle interne ai conci rigidi)
Mmax, Mmin	Momenti flettenti [daNm] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza
Vmax, Vmin	Tagli [daN] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza
Nmax, Nmin	Sforzi normali [daN] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza

TRAVE DI FONDAZIONE

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	15Ø22(57,02)	10Ø22(38,01)		90233	0	0	-17835	36455	0
20	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		86525	0	0	-18989	36062	0
40	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		82637	0	1191	-19760	35276	0
60	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		78621	0	2738	-20272	34491	0
80	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		74528	0	4271	-20545	33707	0
100	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		70404	0	5785	-20599	32924	0
120	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		66289	0	7273	-20455	32141	0
140	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		62222	0	8729	-20130	31359	0
160	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		58237	0	10145	-19640	31178	0
180	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		54365	0	11514	-19003	31175	0
200	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		50636	0	12828	-18232	31173	0
220	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		47073	0	14077	-17342	31172	0
240	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		43699	0	15253	-16345	31171	0
260	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		43699	0	16345	-15253	31171	0
280	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		47073	0	17342	-14077	31172	0
300	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		50636	0	18232	-12828	31173	0
320	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		54365	0	19003	-11514	31175	0
340	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		58237	0	19640	-10145	31178	0
360	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		62222	0	20130	-8729	31359	0
380	10Ø22(38,01)	5Ø22(19,01)		66289	0	20455	-7273	32141	0
400	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		70404	0	20599	-5785	32924	0
420	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		74528	0	20545	-4271	33707	0
440	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		78621	0	20272	-2738	34491	0
460	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		82637	0	19760	-1191	35276	0
480	15Ø22(57,02)	5Ø22(19,01)		86525	0	18989	0	36062	0
500	15Ø22(57,02)	10Ø22(38,01)		90233	0	17835	0	36455	0

PIEDRITTO DI SINISTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-85419	35588	0	21136	0
19	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-78658	33881	0	20242	0
39	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-72227	32206	0	19365	0
58	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-66119	30563	0	18503	0
78	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-60327	28953	0	17656	0
97	5Ø22(19,01)	12Ø22(45,62)	3Ø10/24	0	-54846	27375	0	16826	0
117	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/24	0	-49668	25830	0	16011	0
136	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/24	0	-44789	24316	0	15212	0
156	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-40200	22835	0	14429	0
175	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-35897	21386	0	13661	0
195	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-31873	19970	0	12909	0
214	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-28121	18586	0	12173	0
234	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-24635	17234	0	11453	0
253	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-21410	15915	0	10748	0
273	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	0	-18438	14628	0	10060	0
292	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	110	-15713	13373	0	9387	0
311	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	312	-13230	12150	0	8729	0
331	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	448	-10981	10960	0	8088	0
350	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	526	-8961	9802	0	7462	0
370	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	555	-7164	8676	0	6852	0
389	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	544	-5582	7583	-145	6258	0
409	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	501	-4209	6522	-284	5679	0
428	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	435	-3041	5493	-379	5116	0
448	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	355	-2069	4497	-428	4569	0
467	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	270	-1288	3533	-432	4038	0
487	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	189	-691	2601	-391	3522	0
506	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	120	-273	1702	-306	3022	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

526	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	109	-27	835	-175	2538	0
545	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	2Ø8/33	135	0	211	0	2070	0

PIEDRITTO DI DESTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	85419	0	0	-35588	21136	0
19	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	78658	0	0	-33881	20242	0
39	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	72227	0	0	-32206	19365	0
58	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	66119	0	0	-30563	18503	0
78	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	60327	0	0	-28953	17656	0
97	12Ø22(45,62)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	54846	0	0	-27375	16826	0
117	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	49668	0	0	-25830	16011	0
136	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/24	44789	0	0	-24316	15212	0
156	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	40200	0	0	-22835	14429	0
175	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	35897	0	0	-21386	13661	0
195	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	31873	0	0	-19970	12909	0
214	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	28121	0	0	-18586	12173	0
234	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	24635	0	0	-17234	11453	0
253	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	21410	0	0	-15915	10748	0
273	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	18438	0	0	-14628	10060	0
292	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	15713	-110	0	-13373	9387	0
311	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	13230	-312	0	-12150	8729	0
331	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	10981	-448	0	-10960	8088	0
350	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	8961	-526	0	-9802	7462	0
370	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	7164	-555	0	-8676	6852	0
389	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	5582	-544	145	-7583	6258	0
409	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	4209	-501	284	-6522	5679	0
428	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	3041	-435	379	-5493	5116	0
448	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	2069	-355	428	-4497	4569	0
467	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	1288	-270	432	-3533	4038	0
487	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	691	-189	391	-2601	3522	0
506	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	273	-120	306	-1702	3022	0
526	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	27	-109	175	-835	2538	0
545	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø8/33	0	-135	0	-211	2070	0

SBALZO FONDAZIONE DI SINISTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	0	1218	0	322	-328
17	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		182	-21	2189	-250	644	-656
33	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		730	-83	4382	-500	1288	-1311
50	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		1643	-187	5354	-750	1610	-1639

SBALZO FONDAZIONE DI DESTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		1643	-187	750	-5354	1610	-1639
17	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		730	-83	500	-4382	1288	-1311
33	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		182	-21	250	-2189	644	-656
50	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	0	0	-1218	322	-328

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 1 (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_ter.
0,0	S	59302	-12012	31217	113112	32516	0	0,37	1,376
20,0	S	56671	-12847	31214	111835	32516	0	0,40	1,449
40,0	S	54163	-12167	31207	111835	32516	0	0,37	1,514
60,0	S	51804	-11363	31200	111835	32516	0	0,35	1,572
80,0	S	49618	-10449	31194	111835	32516	0	0,32	1,624
100,0	S	47625	-9439	31189	111835	32516	0	0,29	1,669
120,0	S	45842	-8345	31185	76135	28405	0	0,29	1,708
140,0	S	44286	-7180	31181	76135	28405	0	0,25	1,741
160,0	S	42970	-5955	31178	76135	28405	0	0,21	1,768
180,0	S	41905	-4681	31175	76135	28405	0	0,16	1,789
200,0	S	41098	-3370	31173	76135	28405	0	0,12	1,805
220,0	S	40557	-2032	31172	76135	28405	0	0,07	1,815

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

240,0	S	40285	-679	31171	76135	28405	0	0,02	1,821
260,0	S	40285	679	31171	76135	28405	0	0,02	1,821
280,0	S	40557	2032	31172	76135	28405	0	0,07	1,815
300,0	S	41098	3370	31173	76135	28405	0	0,12	1,805
320,0	S	41905	4681	31175	76135	28405	0	0,16	1,789
340,0	S	42970	5955	31178	76135	28405	0	0,21	1,768
360,0	S	44286	7180	31181	76135	28405	0	0,25	1,741
380,0	S	45842	8345	31185	76135	28405	0	0,29	1,708
400,0	S	47625	9439	31189	111835	32516	0	0,29	1,669
420,0	S	49618	10449	31194	111835	32516	0	0,32	1,624
440,0	S	51804	11363	31200	111835	32516	0	0,35	1,572
460,0	S	54163	12167	31207	111835	32516	0	0,37	1,514
480,0	S	56671	12847	31214	111835	32516	0	0,40	1,449
500,0	S	59302	12012	31217	113112	32516	0	0,37	1,376

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-53378	25971	21136	-98250	30446	0	0,85	0,062
19,5	S	-48478	24389	20242	-98036	30446	0	0,80	0,103
38,9	S	-43881	22856	19365	-97849	30446	0	0,75	0,146
58,4	S	-39577	21371	18503	-97659	30446	0	0,70	0,192
77,9	S	-35558	19934	17656	-97487	30446	0	0,65	0,240
97,3	S	-31814	18546	16826	-97290	30446	0	0,61	0,290
116,8	S	-28335	17207	16011	-67132	26597	0	0,65	0,343
136,3	S	-25113	15916	15212	-66903	26597	0	0,60	0,397
155,7	S	-22136	14673	14429	-66719	26597	0	0,55	0,453
175,2	S	-19397	13479	13661	-66534	26597	0	0,51	0,510
194,6	S	-16886	12334	12909	-66348	26597	0	0,46	0,568
214,1	S	-14593	11236	12173	-66161	26597	0	0,42	0,627
233,6	S	-12509	10188	11453	-65973	26597	0	0,38	0,687
253,0	S	-10624	9187	10748	-65784	26597	0	0,35	0,748
272,5	S	-8929	8236	10060	-65594	26597	0	0,31	0,810
292,0	S	-7415	7332	9387	-65451	26597	0	0,28	0,872
311,4	S	-6071	6478	8729	-65270	26597	0	0,24	0,934
330,9	S	-4890	5671	8088	-65106	26597	0	0,21	0,997
350,4	S	-3861	4913	7462	-64940	26597	0	0,18	1,060
369,8	S	-2974	4204	6852	-64816	26597	0	0,16	1,124
389,3	S	-2221	3543	6258	-64649	26597	0	0,13	1,187
408,8	S	-1592	2930	5679	-64482	26597	0	0,11	1,251
428,2	S	-1077	2366	5116	-64356	26597	0	0,09	1,315
447,7	S	-667	1851	4569	-64230	26597	0	0,07	1,379
467,1	S	-353	1384	4038	-64061	26597	0	0,05	1,442
486,6	S	-126	965	3522	-63933	26597	0	0,04	1,506
506,1	S	25	595	3022	-63805	22740	0	0,03	1,570
525,5	S	109	273	2538	40550	22740	0	0,01	1,634
545,0	S	135	0	2070	40451	22740	0	0,00	1,698

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	53378	-25971	21136	98250	30446	0	0,85	0,000
19,5	S	48478	-24389	20242	98036	30446	0	0,80	0,000
38,9	S	43881	-22856	19365	97849	30446	0	0,75	0,000
58,4	S	39577	-21371	18503	97659	30446	0	0,70	0,000
77,9	S	35558	-19934	17656	97487	30446	0	0,65	0,000
97,3	S	31814	-18546	16826	97290	30446	0	0,61	0,000
116,8	S	28335	-17207	16011	67132	26597	0	0,65	0,000
136,3	S	25113	-15916	15212	66903	26597	0	0,60	0,000
155,7	S	22136	-14673	14429	66719	26597	0	0,55	0,000
175,2	S	19397	-13479	13661	66534	26597	0	0,51	0,000
194,6	S	16886	-12334	12909	66348	26597	0	0,46	0,000
214,1	S	14593	-11236	12173	66161	26597	0	0,42	0,000
233,6	S	12509	-10188	11453	65973	26597	0	0,38	0,000
253,0	S	10624	-9187	10748	65784	26597	0	0,35	0,000
272,5	S	8929	-8236	10060	65594	26597	0	0,31	0,000
292,0	S	7415	-7332	9387	65451	26597	0	0,28	0,000
311,4	S	6071	-6478	8729	65270	26597	0	0,24	0,000
330,9	S	4890	-5671	8088	65106	26597	0	0,21	0,000
350,4	S	3861	-4913	7462	64940	26597	0	0,18	0,000
369,8	S	2974	-4204	6852	64816	26597	0	0,16	0,000
389,3	S	2221	-3543	6258	64649	26597	0	0,13	0,000
408,8	S	1592	-2930	5679	64482	26597	0	0,11	0,000
428,2	S	1077	-2366	5116	64356	26597	0	0,09	0,000
447,7	S	667	-1851	4569	64230	26597	0	0,07	0,000

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

467,1	S	353	-1384	4038	64061	26597	0	0,05	0,000
486,6	S	126	-965	3522	63933	26597	0	0,04	0,000
506,1	S	-25	-595	3022	63805	22740	0	0,03	0,000
525,5	S	-109	-273	2538	-40550	22740	0	0,01	0,000
545,0	S	-135	0	2070	-40451	22740	0	0,00	0,000

TRAVE n. 4 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	790	-3	39097	22545	0	0,04	---
16,7	S	105	1309	-7	39097	22545	0	0,06	---
33,3	S	436	2727	-13	39097	22545	0	0,12	---
50,0	S	1014	3300	-17	39097	22545	0	0,15	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	1014	-3300	-17	39097	22545	0	0,15	1,143
16,7	S	436	-2727	-13	39097	22545	0	0,12	1,078
33,3	S	105	-1309	-7	39097	22545	0	0,06	1,013
50,0	S	0	-790	-3	39097	22545	0	0,04	0,948

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 2 (S.L.E. - Combinaz. Frequente)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Sc, Sf	Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]
A.Fess	Apertura delle fessure per flessione [mm]
Spost	Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	35272	-8504	19266	52,67	1122,3	0,087	0,465	0,929
20,0	S	33427	-8975	19264	56,22	1076,3	0,083	0,485	0,970
40,0	S	31682	-8439	19259	53,44	1012,9	0,074	0,504	1,007
60,0	S	30051	-7834	19255	50,83	953,7	0,065	0,520	1,040
80,0	S	28548	-7166	19252	48,43	899,2	0,057	0,535	1,069
100,0	S	27185	-6445	19249	46,26	849,7	0,050	0,547	1,094
120,0	S	25970	-5677	19246	49,61	1172,3	0,089	0,558	1,116
140,0	S	24914	-4869	19244	47,69	1116,0	0,079	0,567	1,134
160,0	S	24023	-4028	19242	46,07	1068,4	0,070	0,574	1,149
180,0	S	23303	-3160	19240	44,76	1030,1	0,063	0,580	1,161
200,0	S	22759	-2272	19239	43,77	1001,1	0,057	0,585	1,169
220,0	S	22394	-1369	19238	43,11	981,7	0,053	0,588	1,175
240,0	S	22211	-457	19238	42,78	971,9	0,052	0,589	1,178
260,0	S	22211	457	19238	42,78	971,9	0,052	0,589	1,178
280,0	S	22394	1369	19238	43,11	981,7	0,053	0,588	1,175
300,0	S	22759	2272	19239	43,77	1001,1	0,057	0,585	1,169
320,0	S	23303	3160	19240	44,76	1030,1	0,063	0,580	1,161
340,0	S	24023	4028	19242	46,07	1068,4	0,070	0,574	1,149
360,0	S	24914	4869	19244	47,69	1116,0	0,079	0,567	1,134
380,0	S	25970	5677	19246	49,61	1172,3	0,089	0,558	1,116
400,0	S	27185	6445	19249	46,26	849,7	0,050	0,547	1,094
420,0	S	28548	7166	19252	48,43	899,2	0,057	0,535	1,069
440,0	S	30051	7834	19255	50,83	953,7	0,065	0,520	1,040
460,0	S	31682	8439	19259	53,44	1012,9	0,074	0,504	1,007
480,0	S	33427	8975	19264	56,22	1076,3	0,083	0,485	0,970
500,0	S	35272	8504	19266	52,67	1122,3	0,087	0,465	0,929

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-31813	15919	14668	54,34	1263,8	0,091	0,036	0,036
19,5	S	-28812	14915	14049	49,33	1137,7	0,074	0,059	0,059
38,9	S	-26005	13942	13441	44,64	1019,9	0,057	0,083	0,083
58,4	S	-23383	13002	12844	40,25	910,2	0,040	0,110	0,110
77,9	S	-20941	12094	12257	36,16	808,4	0,033	0,138	0,138
97,3	S	-18673	11219	11680	32,35	714,1	0,030	0,167	0,167
116,8	S	-16571	10376	11114	32,47	914,8	0,048	0,197	0,197
136,3	S	-14631	9565	10559	28,76	797,3	0,042	0,228	0,228
155,7	S	-12846	8786	10014	25,34	689,7	0,036	0,260	0,260
175,2	S	-11209	8040	9480	22,20	591,5	0,031	0,293	0,293

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

194,6	S	-9714	7326	8956	19,33	502,5	0,026	0,327	0,327
214,1	S	-8355	6644	8442	16,71	422,1	0,022	0,361	0,361
233,6	S	-7125	5995	7939	14,33	350,0	0,018	0,395	0,395
253,0	S	-6019	5378	7447	12,18	285,8	0,015	0,430	0,430
272,5	S	-5030	4793	6965	10,25	229,0	0,012	0,466	0,466
292,0	S	-4151	4241	6493	8,53	179,4	0,009	0,502	0,502
311,4	S	-3377	3721	6033	7,00	136,5	0,007	0,538	0,538
330,9	S	-2700	3233	5582	5,65	100,0	0,005	0,574	0,574
350,4	S	-2116	2778	5142	4,48	69,4	0,004	0,610	0,610
369,8	S	-1617	2354	4713	3,46	44,7	0,002	0,647	0,647
389,3	S	-1197	1964	4294	2,60	25,5	0,001	0,683	0,683
408,8	S	-851	1605	3885	1,90	11,8	0,001	0,720	0,720
428,2	S	-571	1279	3487	1,35	3,3	0,000	0,757	0,757
447,7	S	-351	985	3100	0,96	-0,8	0,000	0,793	0,793
467,1	S	-185	723	2723	0,67	-2,7	0,000	0,830	0,830
486,6	S	-67	494	2356	0,46	-3,9	0,000	0,867	0,867
506,1	S	9	297	2000	0,30	-4,4	0,000	0,903	0,903
525,5	S	51	132	1655	0,30	-3,0	0,000	0,940	0,940
545,0	S	63	0	1320	0,27	-2,0	0,000	0,977	0,977

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	31813	-15919	14668	54,34	1263,8	0,091	-0,036	0,000
19,5	S	28812	-14915	14049	49,33	1137,7	0,074	-0,059	0,000
38,9	S	26005	-13942	13441	44,64	1019,9	0,057	-0,083	0,000
58,4	S	23383	-13002	12844	40,25	910,2	0,040	-0,110	0,000
77,9	S	20941	-12094	12257	36,16	808,4	0,033	-0,138	0,000
97,3	S	18673	-11219	11680	32,35	714,1	0,030	-0,167	0,000
116,8	S	16571	-10376	11114	32,47	914,8	0,048	-0,197	0,000
136,3	S	14631	-9565	10559	28,76	797,3	0,042	-0,228	0,000
155,7	S	12846	-8786	10014	25,34	689,7	0,036	-0,260	0,000
175,2	S	11209	-8040	9480	22,20	591,5	0,031	-0,293	0,000
194,6	S	9714	-7326	8956	19,33	502,5	0,026	-0,327	0,000
214,1	S	8355	-6644	8442	16,71	422,1	0,022	-0,361	0,000
233,6	S	7125	-5995	7939	14,33	350,0	0,018	-0,395	0,000
253,0	S	6019	-5378	7447	12,18	285,8	0,015	-0,430	0,000
272,5	S	5030	-4793	6965	10,25	229,0	0,012	-0,466	0,000
292,0	S	4151	-4241	6493	8,53	179,4	0,009	-0,502	0,000
311,4	S	3377	-3721	6033	7,00	136,5	0,007	-0,538	0,000
330,9	S	2700	-3233	5582	5,65	100,0	0,005	-0,574	0,000
350,4	S	2116	-2778	5142	4,48	69,4	0,004	-0,610	0,000
369,8	S	1617	-2354	4713	3,46	44,7	0,002	-0,647	0,000
389,3	S	1197	-1964	4294	2,60	25,5	0,001	-0,683	0,000
408,8	S	851	-1605	3885	1,90	11,8	0,001	-0,720	0,000
428,2	S	571	-1279	3487	1,35	3,3	0,000	-0,757	0,000
447,7	S	351	-985	3100	0,96	-0,8	0,000	-0,793	0,000
467,1	S	185	-723	2723	0,67	-2,7	0,000	-0,830	0,000
486,6	S	67	-494	2356	0,46	-3,9	0,000	-0,867	0,000
506,1	S	-9	-297	2000	0,30	-4,4	0,000	-0,903	0,000
525,5	S	-51	-132	1655	0,30	-3,0	0,000	-0,940	0,000
545,0	S	-63	0	1320	0,27	-2,0	0,000	-0,977	0,000

TRAVE n. 4 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	0	571	-2	0,00	0,1	0,000	0,343	---
16,7	S	74	923	-4	0,17	7,9	0,001	0,361	---
33,3	S	308	1908	-8	0,71	32,4	0,003	0,380	---
50,0	S	710	2291	-10	1,63	74,5	0,006	0,398	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	710	-2291	-10	1,63	74,5	0,006	0,398	0,796
16,7	S	308	-1908	-8	0,71	32,4	0,003	0,380	0,759
33,3	S	74	-923	-4	0,17	7,9	0,001	0,361	0,722
50,0	S	0	-571	-2	0,00	0,1	0,000	0,343	0,685

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 3 (S.L.E. - Combinaz. Quasi Perm.)

M, V, N Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Sc, Sf Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

A.Fess Apertura delle fessure per flessione [mm]
 Spost Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
 S_ter Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	33893	-8408	18751	50,64	1076,6	0,081	0,456	0,913
20,0	S	32071	-8857	18749	53,98	1030,7	0,076	0,476	0,952
40,0	S	30350	-8319	18744	51,23	968,2	0,067	0,494	0,988
60,0	S	28743	-7715	18741	48,67	909,9	0,059	0,509	1,019
80,0	S	27264	-7052	18737	46,31	856,2	0,050	0,523	1,046
100,0	S	25923	-6338	18734	44,16	807,6	0,043	0,535	1,070
120,0	S	24729	-5579	18731	47,29	1111,8	0,078	0,545	1,090
140,0	S	23691	-4783	18729	45,40	1056,4	0,067	0,554	1,108
160,0	S	22816	-3955	18727	43,81	1009,8	0,058	0,561	1,122
180,0	S	22109	-3102	18726	42,53	972,1	0,052	0,567	1,133
200,0	S	21575	-2229	18724	41,55	943,7	0,050	0,571	1,141
220,0	S	21217	-1343	18724	40,90	924,6	0,049	0,573	1,147
240,0	S	21038	-449	18723	40,58	915,1	0,049	0,575	1,150
260,0	S	21038	449	18723	40,58	915,1	0,049	0,575	1,150
280,0	S	21217	1343	18724	40,90	924,6	0,049	0,573	1,147
300,0	S	21575	2229	18724	41,55	943,7	0,050	0,571	1,141
320,0	S	22109	3102	18726	42,53	972,1	0,052	0,567	1,133
340,0	S	22816	3955	18727	43,81	1009,8	0,058	0,561	1,122
360,0	S	23691	4783	18729	45,40	1056,4	0,067	0,554	1,108
380,0	S	24729	5579	18731	47,29	1111,8	0,078	0,545	1,090
400,0	S	25923	6338	18734	44,16	807,6	0,043	0,535	1,070
420,0	S	27264	7052	18737	46,31	856,2	0,050	0,523	1,046
440,0	S	28743	7715	18741	48,67	909,9	0,059	0,509	1,019
460,0	S	30350	8319	18744	51,23	968,2	0,067	0,494	0,988
480,0	S	32071	8857	18749	53,98	1030,7	0,076	0,476	0,952
500,0	S	33893	8408	18751	50,64	1076,6	0,081	0,456	0,913

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-30555	15455	14457	52,25	1210,5	0,084	0,034	0,034
19,5	S	-27644	14467	13843	47,38	1088,2	0,067	0,056	0,056
38,9	S	-24921	13511	13241	42,83	974,2	0,050	0,080	0,080
58,4	S	-22382	12587	12649	38,58	868,1	0,036	0,105	0,105
77,9	S	-20019	11696	12067	34,62	769,7	0,032	0,131	0,131
97,3	S	-17827	10837	11496	30,94	678,7	0,028	0,159	0,159
116,8	S	-15799	10010	10936	31,00	867,4	0,046	0,188	0,188
136,3	S	-13928	9216	10386	27,42	754,3	0,040	0,218	0,218
155,7	S	-12209	8454	9846	24,13	650,9	0,034	0,248	0,248
175,2	S	-10635	7725	9317	21,10	556,8	0,029	0,280	0,280
194,6	S	-9200	7027	8799	18,34	471,5	0,025	0,312	0,312
214,1	S	-7897	6362	8291	15,83	394,8	0,021	0,344	0,344
233,6	S	-6721	5729	7793	13,55	326,0	0,017	0,377	0,377
253,0	S	-5665	5129	7306	11,49	265,0	0,014	0,411	0,411
272,5	S	-4722	4561	6829	9,65	211,3	0,011	0,445	0,445
292,0	S	-3887	4025	6363	8,01	164,4	0,009	0,479	0,479
311,4	S	-3153	3522	5908	6,55	124,1	0,007	0,513	0,513
330,9	S	-2514	3050	5463	5,28	89,9	0,005	0,548	0,548
350,4	S	-1964	2612	5028	4,17	61,6	0,003	0,582	0,582
369,8	S	-1495	2205	4604	3,22	38,8	0,002	0,617	0,617
389,3	S	-1103	1831	4191	2,41	21,5	0,001	0,652	0,652
408,8	S	-780	1489	3787	1,76	9,4	0,000	0,687	0,687
428,2	S	-521	1179	3395	1,25	2,3	0,000	0,722	0,722
447,7	S	-319	902	3013	0,90	-1,1	0,000	0,757	0,757
467,1	S	-168	657	2641	0,64	-2,8	0,000	0,792	0,792
486,6	S	-62	444	2280	0,44	-3,8	0,000	0,827	0,827
506,1	S	7	264	1930	0,29	-4,2	0,000	0,862	0,862
525,5	S	43	116	1590	0,28	-3,0	0,000	0,897	0,897
545,0	S	54	0	1260	0,25	-2,0	0,000	0,932	0,932

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	30555	-15455	14457	52,25	1210,5	0,084	-0,034	0,000
19,5	S	27644	-14467	13843	47,38	1088,2	0,067	-0,056	0,000
38,9	S	24921	-13511	13241	42,83	974,2	0,050	-0,080	0,000
58,4	S	22382	-12587	12649	38,58	868,1	0,036	-0,105	0,000
77,9	S	20019	-11696	12067	34,62	769,7	0,032	-0,131	0,000

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

97,3	S	17827	-10837	11496	30,94	678,7	0,028	-0,159	0,000
116,8	S	15799	-10010	10936	31,00	867,4	0,046	-0,188	0,000
136,3	S	13928	-9216	10386	27,42	754,3	0,040	-0,218	0,000
155,7	S	12209	-8454	9846	24,13	650,9	0,034	-0,248	0,000
175,2	S	10635	-7725	9317	21,10	556,8	0,029	-0,280	0,000
194,6	S	9200	-7027	8799	18,34	471,5	0,025	-0,312	0,000
214,1	S	7897	-6362	8291	15,83	394,8	0,021	-0,344	0,000
233,6	S	6721	-5729	7793	13,55	326,0	0,017	-0,377	0,000
253,0	S	5665	-5129	7306	11,49	265,0	0,014	-0,411	0,000
272,5	S	4722	-4561	6829	9,65	211,3	0,011	-0,445	0,000
292,0	S	3887	-4025	6363	8,01	164,4	0,009	-0,479	0,000
311,4	S	3153	-3522	5908	6,55	124,1	0,007	-0,513	0,000
330,9	S	2514	-3050	5463	5,28	89,9	0,005	-0,548	0,000
350,4	S	1964	-2612	5028	4,17	61,6	0,003	-0,582	0,000
369,8	S	1495	-2205	4604	3,22	38,8	0,002	-0,617	0,000
389,3	S	1103	-1831	4191	2,41	21,5	0,001	-0,652	0,000
408,8	S	780	-1489	3787	1,76	9,4	0,000	-0,687	0,000
428,2	S	521	-1179	3395	1,25	2,3	0,000	-0,722	0,000
447,7	S	319	-902	3013	0,90	-1,1	0,000	-0,757	0,000
467,1	S	168	-657	2641	0,64	-2,8	0,000	-0,792	0,000
486,6	S	62	-444	2280	0,44	-3,8	0,000	-0,827	0,000
506,1	S	-7	-264	1930	0,29	-4,2	0,000	-0,862	0,000
525,5	S	-43	-116	1590	0,28	-3,0	0,000	-0,897	0,000
545,0	S	-54	0	1260	0,25	-2,0	0,000	-0,932	0,000

TRAVE n. 4 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	0	567	-2	0,00	0,1	0,000	0,340	---
16,7	S	74	914	-4	0,17	7,8	0,001	0,358	---
33,3	S	305	1886	-8	0,70	32,0	0,003	0,376	---
50,0	S	703	2262	-10	1,61	73,7	0,006	0,393	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	703	-2262	-10	1,61	73,7	0,006	0,393	0,786
16,7	S	305	-1886	-8	0,70	32,0	0,003	0,376	0,751
33,3	S	74	-914	-4	0,17	7,8	0,001	0,358	0,716
50,0	S	0	-567	-2	0,00	0,1	0,000	0,340	0,681

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 4 (S.L.E. - Combinaz. Rara)

M, V, N Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Sc, Sf Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]
A.Fess Apertura delle fessure per flessione [mm]
Spost Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
S_ter Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	39410	-8793	20812	58,75	1259,3	0,073	0,489	0,978
20,0	S	37495	-9331	20809	62,94	1213,0	0,070	0,512	1,025
40,0	S	35678	-8801	20804	60,04	1147,0	0,059	0,534	1,067
60,0	S	33975	-8191	20800	57,33	1085,2	0,049	0,552	1,105
80,0	S	32402	-7510	20796	54,82	1028,1	0,046	0,569	1,138
100,0	S	30971	-6767	20793	52,53	976,2	0,043	0,583	1,167
120,0	S	29695	-5970	20790	56,57	1353,9	0,072	0,596	1,192
140,0	S	28583	-5127	20787	54,55	1294,6	0,069	0,606	1,213
160,0	S	27644	-4246	20785	52,85	1244,5	0,066	0,615	1,230
180,0	S	26885	-3334	20783	51,47	1204,0	0,064	0,622	1,244
200,0	S	26310	-2398	20782	50,42	1173,4	0,063	0,627	1,254
220,0	S	25925	-1446	20781	49,72	1152,9	0,062	0,630	1,261
240,0	S	25732	-483	20781	49,37	1142,6	0,061	0,632	1,264
260,0	S	25732	483	20781	49,37	1142,6	0,061	0,632	1,264
280,0	S	25925	1446	20781	49,72	1152,9	0,062	0,630	1,261
300,0	S	26310	2398	20782	50,42	1173,4	0,063	0,627	1,254
320,0	S	26885	3334	20783	51,47	1204,0	0,064	0,622	1,244
340,0	S	27644	4246	20785	52,85	1244,5	0,066	0,615	1,230
360,0	S	28583	5127	20787	54,55	1294,6	0,069	0,606	1,213
380,0	S	29695	5970	20790	56,57	1353,9	0,072	0,596	1,192
400,0	S	30971	6767	20793	52,53	976,2	0,043	0,583	1,167
420,0	S	32402	7510	20796	54,82	1028,1	0,046	0,569	1,138

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

440,0	S	33975	8191	20800	57,33	1085,2	0,049	0,552	1,105
460,0	S	35678	8801	20804	60,04	1147,0	0,059	0,534	1,067
480,0	S	37495	9331	20809	62,94	1213,0	0,070	0,512	1,025
500,0	S	39410	8793	20812	58,75	1259,3	0,073	0,489	0,978

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spont.	S_terr.
0,0	S	-35585	17314	15301	60,61	1423,8	0,076	0,041	0,041
19,5	S	-32319	16259	14666	55,16	1286,1	0,054	0,067	0,067
38,9	S	-29254	15237	14042	50,05	1157,1	0,048	0,095	0,095
58,4	S	-26385	14247	13428	45,26	1036,7	0,043	0,125	0,125
77,9	S	-23706	13290	12825	40,78	924,6	0,038	0,156	0,156
97,3	S	-21209	12364	12233	36,60	820,4	0,034	0,189	0,189
116,8	S	-18890	11471	11650	36,88	1057,1	0,056	0,224	0,224
136,3	S	-16742	10611	11079	32,78	926,3	0,049	0,259	0,259
155,7	S	-14758	9782	10518	28,99	806,0	0,042	0,296	0,296
175,2	S	-12932	8986	9967	25,50	695,8	0,037	0,333	0,333
194,6	S	-11257	8222	9427	22,29	595,4	0,031	0,371	0,371
214,1	S	-9729	7491	8897	19,35	504,2	0,026	0,410	0,410
233,6	S	-8339	6792	8378	16,67	421,9	0,022	0,450	0,450
253,0	S	-7083	6125	7870	14,24	348,2	0,018	0,489	0,489
272,5	S	-5953	5490	7371	12,05	282,5	0,015	0,530	0,530
292,0	S	-4943	4888	6884	10,08	224,6	0,012	0,571	0,571
311,4	S	-4048	4318	6407	8,32	174,0	0,009	0,612	0,612
330,9	S	-3260	3781	5940	6,76	130,3	0,007	0,653	0,653
350,4	S	-2574	3276	5484	5,40	93,3	0,005	0,694	0,694
369,8	S	-1983	2803	5038	4,21	62,6	0,003	0,736	0,736
389,3	S	-1481	2362	4603	3,19	38,0	0,002	0,778	0,778
408,8	S	-1061	1954	4179	2,33	19,5	0,001	0,820	0,820
428,2	S	-718	1578	3764	1,64	7,1	0,000	0,861	0,861
447,7	S	-445	1234	3361	1,13	0,5	0,000	0,903	0,903
467,1	S	-236	922	2968	0,78	-2,4	0,000	0,945	0,945
486,6	S	-84	643	2585	0,52	-4,1	0,000	0,987	0,987
506,1	S	17	397	2213	0,33	-4,9	0,000	1,029	1,029
525,5	S	73	182	1851	0,35	-3,1	0,000	1,071	1,071
545,0	S	90	0	1500	0,32	-1,9	0,000	1,113	1,113

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spont.	S_terr.
0,0	S	35585	-17314	15301	60,61	1423,8	0,076	-0,041	0,000
19,5	S	32319	-16259	14666	55,16	1286,1	0,054	-0,067	0,000
38,9	S	29254	-15237	14042	50,05	1157,1	0,048	-0,095	0,000
58,4	S	26385	-14247	13428	45,26	1036,7	0,043	-0,125	0,000
77,9	S	23706	-13290	12825	40,78	924,6	0,038	-0,156	0,000
97,3	S	21209	-12364	12233	36,60	820,4	0,034	-0,189	0,000
116,8	S	18890	-11471	11650	36,88	1057,1	0,056	-0,224	0,000
136,3	S	16742	-10611	11079	32,78	926,3	0,049	-0,259	0,000
155,7	S	14758	-9782	10518	28,99	806,0	0,042	-0,296	0,000
175,2	S	12932	-8986	9967	25,50	695,8	0,037	-0,333	0,000
194,6	S	11257	-8222	9427	22,29	595,4	0,031	-0,371	0,000
214,1	S	9729	-7491	8897	19,35	504,2	0,026	-0,410	0,000
233,6	S	8339	-6792	8378	16,67	421,9	0,022	-0,450	0,000
253,0	S	7083	-6125	7870	14,24	348,2	0,018	-0,489	0,000
272,5	S	5953	-5490	7371	12,05	282,5	0,015	-0,530	0,000
292,0	S	4943	-4888	6884	10,08	224,6	0,012	-0,571	0,000
311,4	S	4048	-4318	6407	8,32	174,0	0,009	-0,612	0,000
330,9	S	3260	-3781	5940	6,76	130,3	0,007	-0,653	0,000
350,4	S	2574	-3276	5484	5,40	93,3	0,005	-0,694	0,000
369,8	S	1983	-2803	5038	4,21	62,6	0,003	-0,736	0,000
389,3	S	1481	-2362	4603	3,19	38,0	0,002	-0,778	0,000
408,8	S	1061	-1954	4179	2,33	19,5	0,001	-0,820	0,000
428,2	S	718	-1578	3764	1,64	7,1	0,000	-0,861	0,000
447,7	S	445	-1234	3361	1,13	0,5	0,000	-0,903	0,000
467,1	S	236	-922	2968	0,78	-2,4	0,000	-0,945	0,000
486,6	S	84	-643	2585	0,52	-4,1	0,000	-0,987	0,000
506,1	S	-17	-397	2213	0,33	-4,9	0,000	-1,029	0,000
525,5	S	-73	-182	1851	0,35	-3,1	0,000	-1,071	0,000
545,0	S	-90	0	1500	0,32	-1,9	0,000	-1,113	0,000

TRAVE n. 4 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spont.	S_terr.
------	-----	---	---	---	----	----	----------	--------	---------

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

0,0	S	0	583	-2	0,00	0,1	0,000	0,350	---
16,7	S	76	951	-4	0,17	8,1	0,001	0,371	---
33,3	S	317	1973	-9	0,73	33,4	0,003	0,392	---
50,0	S	734	2376	-11	1,69	77,0	0,006	0,413	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	734	-2376	-11	1,69	77,0	0,006	0,413	0,826
16,7	S	317	-1973	-9	0,73	33,4	0,003	0,392	0,784
33,3	S	76	-951	-4	0,17	8,1	0,001	0,371	0,742
50,0	S	0	-583	-2	0,00	0,1	0,000	0,350	0,700

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE SISMICA DIR. +X (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	90233	-17835	36455	115364	32516	0	0,55	0,101
20,0	S	86525	-18989	36062	112779	32516	0	0,58	0,248
40,0	S	82637	-19760	35276	112633	32516	0	0,61	0,383
60,0	S	78621	-20272	34491	112486	32516	0	0,62	0,507
80,0	S	74528	-20545	33707	112376	32516	0	0,63	0,622
100,0	S	70404	-20599	32924	112229	32516	0	0,63	0,726
120,0	S	66289	-20455	32141	79241	28405	0	0,72	0,821
140,0	S	62222	-20130	31359	72586	28405	0	0,71	0,907
160,0	S	58237	-19640	30577	72586	28405	0	0,69	0,985
180,0	S	54365	-19003	29796	72586	28405	0	0,67	1,055
200,0	S	50636	-18232	29016	72586	28405	0	0,64	1,118
220,0	S	47073	-17342	28236	72586	28405	0	0,61	1,174
240,0	S	43699	-16345	27457	72586	28405	0	0,58	1,225
260,0	S	40535	-15253	26679	72586	28405	0	0,54	1,269
280,0	S	37598	-14077	25901	72586	28405	0	0,50	1,308
300,0	S	34904	-12828	25124	72586	28405	0	0,45	1,343
320,0	S	32467	-11514	24347	72586	28405	0	0,41	1,373
340,0	S	30298	-10145	23570	72586	28405	0	0,36	1,398
360,0	S	28409	-8729	22794	72586	28405	0	0,31	1,420
380,0	S	26807	-7273	22019	72586	28405	0	0,26	1,438
400,0	S	25499	-5785	21244	106092	32516	0	0,18	1,452
420,0	S	24493	-4271	20470	106092	32516	0	0,13	1,464
440,0	S	23791	-2738	19695	106092	32516	0	0,08	1,472
460,0	S	23398	-1191	18922	106092	32516	0	0,04	1,477
480,0	S	23315	362	18148	106092	32516	0	0,01	1,479
500,0	S	23543	439	17762	107959	32516	0	0,01	1,478

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-85419	35588	14457	-91220	137818	48309	0,74	0,509
19,5	S	-78658	33881	13843	-91092	137818	48309	0,70	0,588
38,9	S	-72227	32206	13241	-90964	137818	48309	0,67	0,671
58,4	S	-66119	30563	12649	-90836	137818	48309	0,63	0,759
77,9	S	-60327	28953	12067	-90751	30446	0	0,95	0,851
97,3	S	-54846	27375	11496	-90622	30446	0	0,90	0,947
116,8	S	-49668	25830	10936	-62578	26597	0	0,97	1,046
136,3	S	-44789	24316	10386	-62442	26597	0	0,91	1,148
155,7	S	-40200	22835	9846	-62352	26597	0	0,86	1,253
175,2	S	-35897	21386	9317	-62216	26597	0	0,80	1,360
194,6	S	-31873	19970	8799	-62125	26597	0	0,75	1,470
214,1	S	-28121	18586	8291	-61989	26597	0	0,70	1,582
233,6	S	-24635	17234	7793	-61899	26597	0	0,65	1,695
253,0	S	-21410	15915	7306	-61787	26597	0	0,60	1,810
272,5	S	-18438	14628	6829	-61675	26597	0	0,55	1,926
292,0	S	-15713	13373	6363	-61585	26597	0	0,50	2,043
311,4	S	-13230	12150	5908	-61495	26597	0	0,46	2,162
330,9	S	-10981	10960	5463	-61382	26597	0	0,41	2,281
350,4	S	-8961	9802	5028	-61270	26597	0	0,37	2,400

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

369,8	S	-7164	8676	4604	-61179	26597	0	0,33	2,520
389,3	S	-5582	7583	4191	-61089	26597	0	0,29	2,641
408,8	S	-4209	6522	3787	-60998	26597	0	0,25	2,762
428,2	S	-3041	5493	3395	-60908	26597	0	0,21	2,883
447,7	S	-2069	4497	3013	-60840	26597	0	0,17	3,004
467,1	S	-1288	3533	2641	-60772	26597	0	0,13	3,126
486,6	S	-691	2601	2280	-60681	26597	0	0,10	3,247
506,1	S	-273	1702	1930	-60590	26597	0	0,06	3,369
525,5	S	-27	835	1590	-60545	26597	0	0,03	3,490
545,0	S	54	0	1260	38834	22740	0	0,00	3,612

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	16910	-11688	14457	91220	30446	0	0,38	0,384
19,5	S	14662	-11047	13843	91092	30446	0	0,36	0,382
38,9	S	12608	-10069	13241	90964	30446	0	0,33	0,379
58,4	S	10740	-9130	12649	90836	30446	0	0,30	0,375
77,9	S	9051	-8232	12067	90751	30446	0	0,27	0,371
97,3	S	7533	-7375	11496	90622	30446	0	0,24	0,366
116,8	S	6178	-6561	10936	62578	26597	0	0,25	0,360
136,3	S	4977	-5789	10386	62442	26597	0	0,22	0,355
155,7	S	3922	-5062	9846	62352	26597	0	0,19	0,349
175,2	S	3004	-4379	9317	62216	26597	0	0,16	0,342
194,6	S	2215	-3741	8799	62125	26597	0	0,14	0,336
214,1	S	1546	-3148	8291	61989	26597	0	0,12	0,329
233,6	S	988	-2601	7793	61899	26597	0	0,10	0,322
253,0	S	531	-2098	7306	61787	26597	0	0,08	0,316
272,5	S	169	-1641	6829	61675	26597	0	0,06	0,309
292,0	S	-110	-1230	6363	-40058	22740	0	0,05	0,302
311,4	S	-312	-864	5908	-39960	22740	0	0,04	0,295
330,9	S	-448	-544	5463	-39862	22740	0	0,02	0,289
350,4	S	-526	-269	5028	-39740	22740	0	0,01	0,282
369,8	S	-555	-39	4604	-39617	22740	0	0,00	0,275
389,3	S	-544	145	4191	-39519	22740	0	0,01	0,269
408,8	S	-501	284	3787	-39420	22740	0	0,01	0,262
428,2	S	-435	379	3395	-39346	22740	0	0,02	0,255
447,7	S	-355	428	3013	-39273	22740	0	0,02	0,249
467,1	S	-270	432	2641	-39174	22740	0	0,02	0,242
486,6	S	-189	391	2280	-39076	22740	0	0,02	0,236
506,1	S	-120	306	1930	-38979	22740	0	0,01	0,230
525,5	S	-72	175	1590	-38931	22740	0	0,01	0,223
545,0	S	-54	-211	1260	-38834	22740	0	0,01	0,217

TRAVE n. 4 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	0	-328	37443	22545	0	0,00	---
16,7	S	-21	-250	-656	-37443	22545	0	0,01	---
33,3	S	-83	-500	-1311	-37443	22545	0	0,02	---
50,0	S	-187	-750	-1639	-37443	22545	0	0,03	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	1643	-5354	1610	37443	22545	0	0,24	1,470
16,7	S	730	-4382	1288	37443	22545	0	0,19	1,467
33,3	S	182	-2189	644	37443	22545	0	0,10	1,464
50,0	S	0	-1218	322	-37443	22545	0	0,05	1,462

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE SISMICA DIR. -X (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	23543	-439	17762	107959	32516	0	0,01	1,478

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

20,0	S	23315	-362	18148	106092	32516	0	0,01	1,479
40,0	S	23398	1191	18922	106092	32516	0	0,04	1,477
60,0	S	23791	2738	19695	106092	32516	0	0,08	1,472
80,0	S	24493	4271	20470	106092	32516	0	0,13	1,464
100,0	S	25499	5785	21244	106092	32516	0	0,18	1,452
120,0	S	26807	7273	22019	72586	28405	0	0,26	1,438
140,0	S	28409	8729	22794	72586	28405	0	0,31	1,420
160,0	S	30298	10145	23570	72586	28405	0	0,36	1,398
180,0	S	32467	11514	24347	72586	28405	0	0,41	1,373
200,0	S	34904	12828	25124	72586	28405	0	0,45	1,343
220,0	S	37598	14077	25901	72586	28405	0	0,50	1,308
240,0	S	40535	15253	26679	72586	28405	0	0,54	1,269
260,0	S	43699	16345	27457	72586	28405	0	0,58	1,225
280,0	S	47073	17342	28236	72586	28405	0	0,61	1,174
300,0	S	50636	18232	29016	72586	28405	0	0,64	1,118
320,0	S	54365	19003	29796	72586	28405	0	0,67	1,055
340,0	S	58237	19640	30577	72586	28405	0	0,69	0,985
360,0	S	62222	20130	31359	72586	28405	0	0,71	0,907
380,0	S	66289	20455	32141	79241	28405	0	0,72	0,821
400,0	S	70404	20599	32924	112229	32516	0	0,63	0,726
420,0	S	74528	20545	33707	112376	32516	0	0,63	0,622
440,0	S	78621	20272	34491	112486	32516	0	0,62	0,507
460,0	S	82637	19760	35276	112633	32516	0	0,61	0,383
480,0	S	86525	18989	36062	112779	32516	0	0,58	0,248
500,0	S	90233	17835	36455	115364	32516	0	0,55	0,101

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-16910	11688	14457	-91220	30446	0	0,38	0,000
19,5	S	-14662	11047	13843	-91092	30446	0	0,36	0,000
38,9	S	-12608	10069	13241	-90964	30446	0	0,33	0,000
58,4	S	-10740	9130	12649	-90836	30446	0	0,30	0,000
77,9	S	-9051	8232	12067	-90751	30446	0	0,27	0,000
97,3	S	-7533	7375	11496	-90622	30446	0	0,24	0,000
116,8	S	-6178	6561	10936	-62578	26597	0	0,25	0,000
136,3	S	-4977	5789	10386	-62442	26597	0	0,22	0,000
155,7	S	-3922	5062	9846	-62352	26597	0	0,19	0,000
175,2	S	-3004	4379	9317	-62216	26597	0	0,16	0,000
194,6	S	-2215	3741	8799	-62125	26597	0	0,14	0,000
214,1	S	-1546	3148	8291	-61989	26597	0	0,12	0,000
233,6	S	-988	2601	7793	-61899	26597	0	0,10	0,000
253,0	S	-531	2098	7306	-61787	26597	0	0,08	0,000
272,5	S	-169	1641	6829	-61675	26597	0	0,06	0,000
292,0	S	110	1230	6363	40058	22740	0	0,05	0,000
311,4	S	312	864	5908	39960	22740	0	0,04	0,000
330,9	S	448	544	5463	39862	22740	0	0,02	0,000
350,4	S	526	269	5028	39740	22740	0	0,01	0,000
369,8	S	555	39	4604	39617	22740	0	0,00	0,000
389,3	S	544	-145	4191	39519	22740	0	0,01	0,000
408,8	S	501	-284	3787	39420	22740	0	0,01	0,000
428,2	S	435	-379	3395	39346	22740	0	0,02	0,000
447,7	S	355	-428	3013	39273	22740	0	0,02	0,000
467,1	S	270	-432	2641	39174	22740	0	0,02	0,000
486,6	S	189	-391	2280	39076	22740	0	0,02	0,000
506,1	S	120	-306	1930	38979	22740	0	0,01	0,000
525,5	S	72	-175	1590	38931	22740	0	0,01	0,000
545,0	S	54	211	1260	38834	22740	0	0,01	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	85419	-35588	14457	91220	137818	48309	0,74	0,000
19,5	S	78658	-33881	13843	91092	137818	48309	0,70	0,000
38,9	S	72227	-32206	13241	90964	137818	48309	0,67	0,000
58,4	S	66119	-30563	12649	90836	137818	48309	0,63	0,000
77,9	S	60327	-28953	12067	90751	30446	0	0,95	0,000
97,3	S	54846	-27375	11496	90622	30446	0	0,90	0,000
116,8	S	49668	-25830	10936	62578	26597	0	0,97	0,000
136,3	S	44789	-24316	10386	62442	26597	0	0,91	0,000
155,7	S	40200	-22835	9846	62352	26597	0	0,86	0,000
175,2	S	35897	-21386	9317	62216	26597	0	0,80	0,000
194,6	S	31873	-19970	8799	62125	26597	0	0,75	0,000
214,1	S	28121	-18586	8291	61989	26597	0	0,70	0,000
233,6	S	24635	-17234	7793	61899	26597	0	0,65	0,000

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO C: MURI A U

253,0	S	21410	-15915	7306	61787	26597	0	0,60	0,000
272,5	S	18438	-14628	6829	61675	26597	0	0,55	0,000
292,0	S	15713	-13373	6363	61585	26597	0	0,50	0,000
311,4	S	13230	-12150	5908	61495	26597	0	0,46	0,000
330,9	S	10981	-10960	5463	61382	26597	0	0,41	0,000
350,4	S	8961	-9802	5028	61270	26597	0	0,37	0,000
369,8	S	7164	-8676	4604	61179	26597	0	0,33	0,000
389,3	S	5582	-7583	4191	61089	26597	0	0,29	0,000
408,8	S	4209	-6522	3787	60998	26597	0	0,25	0,000
428,2	S	3041	-5493	3395	60908	26597	0	0,21	0,000
447,7	S	2069	-4497	3013	60840	26597	0	0,17	0,000
467,1	S	1288	-3533	2641	60772	26597	0	0,13	0,000
486,6	S	691	-2601	2280	60681	26597	0	0,10	0,000
506,1	S	273	-1702	1930	60590	26597	0	0,06	0,000
525,5	S	27	-835	1590	60545	26597	0	0,03	0,000
545,0	S	-54	0	1260	-38834	22740	0	0,00	0,000

TRAVE n. 4 FONDAZIONE

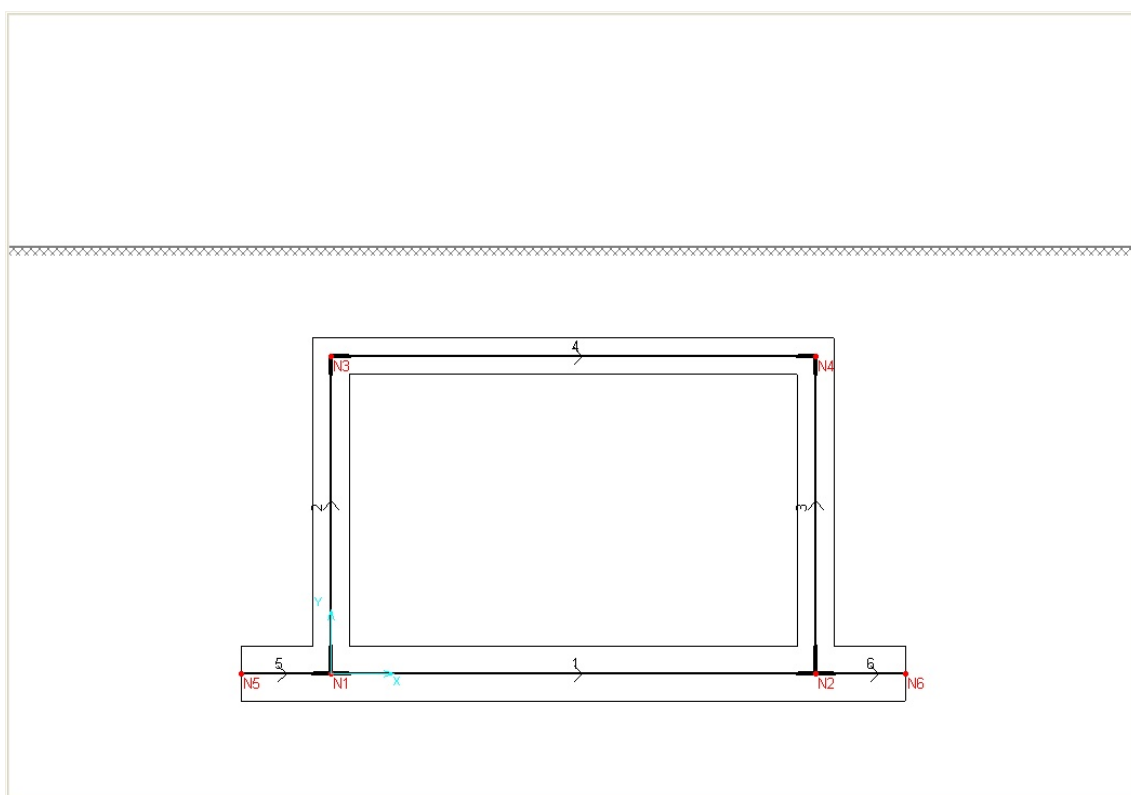
Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	1218	322	37443	22545	0	0,05	---
16,7	S	182	2189	644	37443	22545	0	0,10	---
33,3	S	730	4382	1288	37443	22545	0	0,19	---
50,0	S	1643	5354	1610	37443	22545	0	0,24	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-187	750	-1639	-37443	22545	0	0,03	0,000
16,7	S	-83	500	-1311	-37443	22545	0	0,02	0,000
33,3	S	-21	250	-656	-37443	22545	0	0,01	0,000
50,0	S	0	0	-328	37443	22545	0	0,00	0,000

TABULATI DI CALCOLO (SCATOLARE di GEOSTRU)
SCATOLARE IN C.A.

SCHEMA DI CALCOLO DELLA STRUTTURA SCATOLARE



La struttura è definita dai nodi (in figura da N1 a N6) di estremità delle aste (in figura numerate da 1 a 6) le cui coordinate nodali sono riferite ad un sistema di riferimento generale X,Y con origine nel nodo N1.

(se lo schema effettivo non corrisponde a quello sopra rappresentato va sostituirlo con un grafico della struttura effettiva che mostri la numerazione dei nodi e delle aste; questo grafico può essere ottenuto da file *.dxf prodotto dal programma o da immagine bitmap catturata mediante l'apposito comando di programma. Analogamente per le parti più sollecitate della struttura vanno inoltre allegati grafici, (sempre da catturare da programma mediante file dxf o immagini bitmap), delle deformazioni e delle principali caratteristiche di sollecitazione [§ 10.2 NTC])

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[1] D.Min. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni

MODELLAZIONE ED ANALISI STRUTTURALE

Assumendo l'ipotesi di stato piano di deformazione, la tipologia strutturale adottata è quella di un portale rettangolare chiuso dalla trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione. Detta trave di fondazione può essere dotata eventualmente di due sbalzi laterali.

Il terreno in cui lo scatolare è immerso è suddiviso in tre strati a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche geotecniche:

- ricoprimento gravante direttamente sul traverso (può avere anche spessore nullo);
- rinfiamento a sinistra ed a destra dei due piedritti (può essere assente sia a sinistra che a destra);
- di fondazione.

Nel terreno di rinfiamento può essere presente la falda a profondità variabile. All'interno dello scatolare può essere presente un battente d'acqua.

Come opzione è prevista la possibilità di modellare la reazione passiva del terreno di rinfiamento mediante l'assegnazione del coefficiente di Winkler al terreno di rinfiamento con valore attivo solo per spostamenti dei piedritti diretti contro il terreno (il programma annulla viceversa tale valore per spostamenti di verso opposto).

Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di Winkler per spostamenti della fondazione e dei piedritti che comportino il distacco tra terreno e struttura) l'intera struttura dello scatolare viene discretizzata in aste di piccola lunghezza.

Nei nodi delle piccole aste così generate vengono concentrate le reazioni unidirezionali elastiche del terreno. Vengono altresì introdotte aste rigide in corrispondenza dei nodi strutturali per rendere il modello resistente dello scatolare più aderente al suo reale comportamento ed escludendo tali aste rigide dalle verifiche di a presso-flessione e taglio effettuate invece per tutte le restanti aste deformabili.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli spostamenti nell'ambito della elasticità lineare. Viene altresì utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale.

Gli incogniti spostamenti vengono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{in cui} \quad \begin{aligned} \mathbf{K} &= \text{matrice di rigidezza della struttura} \\ \mathbf{u} &= \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} &= \text{vettore forze nodali} \end{aligned}$$

Ottenuti gli spostamenti vengono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

ANALISI SISMICA

Il programma genera automaticamente due combinazioni sismiche pseudo-statiche corrispondenti alle direzioni +X e -X rispettivamente. Dette combinazioni vengono costruite sia sulla base dei dati sismici elencati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato in analogia ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% dell'altezza della spalla (ultimo comma § 7.9.5.4.2 NTC2018). Si ammette qui che anche nel caso di terreno di riporto ben costipato (come nel caso degli scatolari) viene l'ipotesi precedente sia rispettata. Si ipotizza cioè che lo scatolare si muova insieme al terreno. Di conseguenza il fattore di struttura è pari a $q=1$ (la struttura è non dissipativa e perciò non vanno applicati i particolari costruttivi inerenti la duttilità di cui al capitolo 7 delle NTC). Le forze d'inerzia di progetto vengono sempre determinate moltiplicando le masse interessate per l'accelerazione pari a $a_g \cdot S$ in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R assegnato. $S = S_g \cdot S_T$ è il coefficiente del

sottosuolo di cui alla formula (3.2.5) delle NTC. Le masse che generano tali forze d'inerzia sono quelle del peso proprio del traverso e di metà dei piedritti, del terreno di ricoprimento e dei carichi permanenti gravanti sul traverso e di un'aliquota dei carichi variabili gravanti sul traverso ipotizzati presenti in fase sismica (cfr. ultimo comma del §3.2.4 NTC).

Il programma calcola quindi la forza d'inerzia totale applicandola in quota parte nei due nodi di estremità del traverso.

Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sui piedritti (in aggiunta a quelle statiche) vengono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale K_h di cui al § 7.11.6.2.1 NTC. Il diagramma di tali pressioni viene cioè considerato uniforme e di intensità costante pari a $q = K_h \cdot q_0 + K_h \cdot \gamma \cdot H$ in cui q_0 è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico assegnato nella finestra dei Dati sismici,

$K_h = \beta_m \cdot a_g / g \cdot S$ è il coeff. sismico orizzontale, γ è il peso di volume del terreno, H è l'altezza del rinfiamento. Dette pressioni vengono assunte agenti nella stessa direzione (rispett. per sisma +X e -X) per entrambi i piedritti.

Nel caso in cui si sia assegnata un'altezza H' non nulla alla falda (caso di terreno di rinfiamento molto permeabile) il programma applica automaticamente un ulteriore diagramma uniforme di pressioni idrodinamiche la cui intensità è data da $7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_W \cdot H'^2$ in cui γ_W è il peso specifico dell'acqua (la formula è la (E.17) dell'EC8 parte 5).

Nel caso in cui nelle combinazioni sismiche sia presente un battente d'acqua alto h all'interno dello scatolare alla spinta idrostatica viene automaticamente aggiunta un diagramma di spinta idrodinamica di intensità pari a $7/8 K_h \cdot \gamma_W \cdot \sqrt{h \cdot z}$ in cui z è l'ordinata (in valore assoluto) del punto di calcolo del diagramma rispetto alla superficie dell'acqua (formula (E.18) EC8 parte 5).

SEMIPROGETTO E VERIFICA DELLE SEZIONI

Le verifiche agli SLU a flessione e presso tenso flessione delle combinazioni non sismiche sono effettuate sulla base del legame costitutivo parabola-rettangolo del calcestruzzo ed elastico-perfettamente plastico con deformazione ultima pari a quella massima di progetto ε_{ud} . La verifica a taglio prevede un primo controllo della resistenza in assenza di armature a taglio effettuato con la formula (4.1.14) di cui al § 4.1.2.1.3.1 NTC; se tale controllo non dà esito positivo l'intero taglio viene fatto assorbire da barre piegate a 45° (con resistenza f_{yd} ridotta del 20%) o da legature ortogonali al piano delle solette (equivalenti a bracci di staffe) a seconda dell'opzione preventivamente selezionata.

Le verifiche sezionali a flessione e pressoflessione delle combinazioni sismiche vengono invece svolte rispettando i momenti di prima plasticizzazione delle sezioni, essendo lo scatolare una struttura a comportamento non dissipativo.

Le verifiche delle sollecitazioni relative agli SLE vengono effettuate utilizzando i diagrammi lineari per calcestruzzo ed acciaio con coeff. di omogeneizzazione paria 15. La verifica dell'ampiezza media delle fessure utilizza la procedura indicata nel § 4.1.2.2.4.6 delle precedenti NTC2008 ritenuta una fonte di comprovata validità per questo tipo di verifica.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Geostru anche sulla base di algoritmi riportati nella letteratura internazionale di comprovata affidabilità.

La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

AFFIDABILITA' DEL CODICE UTILIZZATO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

DATI DI INPUT DELLA STRUTTURA SCATOLARE

Descrizione Calcolo: Variante S.P. 424 Cesanense - Il Stralcio Scatolare sottopasso via Leopardi - B500xH510

(File: L:\424_Cesanense\Il Stralcio\Esecutivo Set 2018\Componenti di progetto\Opere d'arte\Calcolo Strutturale\Scatolare Sottopasso\SCATOLARE B500XH510.SC1)

DATI GEOMETRICI STRUTTURA

Larghezza striscia di calcolo:	100,0	cm
Larghezza netta scatolare:	500,0	cm
Altezza netta scatolare:	510,0	cm
Spessore fondazione:	90,0	cm
Lunghezza sbalzo fond. di sinistra:	50,0	cm
Lunghezza sbalzo fond. di sinistra:	50,0	cm
Spessore traverso:	50,0	cm
Spessore piedritto di sinistra:	50,0	cm
Spessore piedritto di destra:	50,0	cm

DATI TERRENO DI RICOPRIMENTO

Spessore terreno ricoprimento:	80,0	cm
Peso di volume:	2100	daN/m ³
Peso di volume saturo:	2100	daN/m ³

DATI TERRENO DI RINFIANCO

Peso di volume:	2000	daN/m ³
Peso di volume saturo:	2000	daN/m ³
Angolo attrito ϕ' terreno:	35,0	°
Angolo attrito terreno-piedritti:	18,0	°
Coesione terreno rinfianco:	0,00	daN/cm ²
Coeff. di spinta terreno (a riposo):	0,426	
Coeff. Winkler per spost. laterali:	1,00	daN/cm ³

N.B. Il coeff. di Winkler è nullo per spostamenti che allontanano i piedritti dal terreno.

DATI TERRENO DI FONDAZIONE

Peso di volume:	2000	daN/m ³
Peso di volume saturo:	2000	daN/m ³
Pressione ultima di progetto:	4,00	daN/cm ²
Coeff. Winkler:	2,00	daN/cm ³

N.B. Il coeff. di Winkler è sempre nullo per spostamenti della fondazione verso l'alto.

In caso di sistacco della fondaz. dal terreno il calcolo diventa, pertanto, non lineare.

DATI SISMICI

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

Comune in cui ricade la struttura:	SAN LORENZO IN CAMPO	
Classe d'uso struttura:	II	
Vita nominale VN struttura:	50	anni
Vita di riferimento VR (S.L.V.):	50	anni
Accelerazione max. di progetto Ag/g:	0,183	
Fattore Fo di amplif. max dello spettro:	2,422	
Categoria del sottosuolo: (§3.2.2 NTC)	Tipo C	
Condizioni topografiche: (§3.2.2 NTC)	T1	
Coeff. S del sottosuolo: (§3.2.3.2.1 NTC)	1,434	
Spettro di progetto Sd: (§7.9.5.4.2 NTC)	0,262	
Fattore βm del coeff. di spinta: (§7.11.6.2.1)	1,000	
Coeff. Kh sismico spinta orizz.: (§7.11.6.2.1)	0,262	
Peso tot. sismico efficace su traverso:	12900	daN
Carico sism. cuneo spinta ritto sin.:	3680	daN/m ²
Carico sism. cuneo spinta ritto des.:	3680	daN/m ²
Forza sism. orizz. applicata nel nodo N3:	4169	daN
Forza sism. orizz. applicata nel nodo N4:	4169	daN
Ris. press. sism. terreno su ritto sin.:	21868	daN
Ris. press. sism. terreno su ritto des.:	21868	daN

Le forze d'inerzia applicate nei singoli nodi N3 ed N4 sono: $W_i \cdot A_g \cdot g \cdot S$ (§7.9.5.4.2 NTC) in cui:

- W_i = p.p. ½ traverso + p.p. ½ ritto + p.p. ricopr. + ½ p.perman. sul trav. + ½ aliq. p.var.
- La ris. delle sole pressioni sismiche del terreno sul singolo ritto è data da $K_h(\Gamma \cdot H^2 + Q \cdot H)$ dove:
- K_h = coeff. sismico orizz. = $\beta_m \cdot S \cdot A_g / g$
- Γ = peso dell'unità di volume del terreno
- H = altezza netta ritto + spessore traverso
- Q = carico (daN/m²) sul cuneo di spinta del ritto in esame ipotizzato presente durante il sisma

DATI DI CALCOLO

Metodo di calcolo della resistenza:	Stati Lim. Ultimi	
N° Condizioni di Carico assegnate:	7	
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive	
Messa in conto deform. a taglio struttura:	SI	
Passo di discretizzazione struttura:	20,00	cm

N.B. Tutte le aste in cui viene scomposto lo scatolare (traverso, piedritti, trave di fond.) vengono discretizzate in elementi finiti di tipo trave in base al suddetto passo medio.
Le reazioni del terreno sulla struttura vengono concentrate nei nodi della discretizzazione.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158,60	daN/cm ²
	Resist. traz. di calcolo fctd:	12,80	daN/cm ²
	Modulo Elastico Normale Ec:	323000	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0,20	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168,00	daN/cm ²
	Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Freq.:	0,300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	126,00	daN/cm ²
ACCIAIO -	Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0,200	mm
	Tipo:	B450C	
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913,0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913,0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0,068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Comb. Rare S.L.E. - Sf Limite:	3600,0	daN/cm ²
	Coeff. Ader. istant. β1*β2:	1,00	daN/cm ²
	Coeff. Ader. differito β1*β2:	0,50	daN/cm ²

COORDINATE E VINCOLI FISSI ED ELASTICI DEI NODI PRINCIPALI

Nodo	Nomi assegnati dal programma ai nodi che definiscono gli estremi delle travi							
X, Y	Coordinate [cm] dei nodi nel sistema X, Y di riferimento assunto dal programma							
Spost.X	Libero/Bloccato (vincolamento fisso del nodo in direz. X)							
Spost.Y	Libero/Bloccato (tipo vincolamento fisso in direz. Y)							
Rotaz.	Libera/Bloccata (vincolamento fisso del nodo alla rotazione)							
Rig.X	Rigidezza orizzontale elastica [daN/cm] applicata nel nodo							
Rig.X	Rigidezza verticale elastica [daN/cm] applicata nel nodo							
Rig.Rot	Rigidezza rotazionale [daNm/rad] applicata nel nodo							

Nodo	X	Y	Spost.X	Spost.Y	Rotaz.	Rig.X	Rig.Y	Rig.Rot
N1	0,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N2	550,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

N3	0,0	580,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N4	550,0	580,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N5	-75,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0
N6	625,0	0,0	Libero	Libero	Libera	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLE TRAVI

N°Trave	Numerazione assegnata alle travi dal programma							
EX Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. X del nodo iniziale deformabile della trave (offset rigido del nodo iniziale)							
EY Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. Y del nodo iniziale deformabile della trave (offset rigido del nodo iniziale)							
EX Fin.	Eccentricità [cm] in dir. X del nodo finale deformabile della trave (offset rigido del nodo finale)							
EY Iniz.	Eccentricità [cm] in dir. Y del nodo finale deformabile della trave (offset rigido del nodo finale)							
Nome Sezione	Nome della sezione trasversale del tratto deformabile della trave							

N°Trave	Nodo Ini.	Nodo Fin.	Ex Ini.	Ey Ini.	Ex Fin.	Ey Fin.	Nome Sezione
1	N1	N2	25,0	0,0	-25,0	0,0	FONDAZIONE
2	N1	N3	0,0	45,0	0,0	-25,0	RITTO SIN
3	N2	N4	0,0	45,0	0,0	-25,0	RITTO DES
4	N3	N4	25,0	0,0	-25,0	0,0	TRAVERSO
5	N5	N1	0,0	0,0	-25,0	0,0	FONDAZIONE
6	N2	N6	25,0	0,0	0,0	0,0	FONDAZIONE

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI DELLE TRAVI

Base x Alt.:	Dimensioni sezione trasversale [cm]
Calcestr.:	Classe Calcestruzzo
Acciaio:	Tipo Acciaio
Cf.Inf.:	Copriferro [cm] delle barre inferiori misurato dal baricentro delle barre
Cf.Sup.:	Copriferro [cm] delle barre superiori misurato dal baricentro delle barre
B.App.:	Larghezza [cm] di appoggio della sezione sul terreno
Kwinkler:	Coeff. di sottofondo [daN/cm³]
Pr.Lim.:	Pressione Limite terreno travi di fondazione [daN/cm²]

N.B. Per assicurare l'equilibrio globale dello scatolare alla traslazione orizzontale il programma assegna in automatico un coeff. di Winkler tangenziale alla trave di fondazione assunto pari al 50% di quello normale.

Nome Sez.	Base x Alt.	Calcestr.	Acciaio	Cf.Inf.	Cf.Sup.	B.App.	Kwinkler	Pr.Lim.
FONDAZIONE	100,0x90,0	C28/35	B450C	5,0	5,0	100,0	2,00	4,00
RITTO SIN	100,0x50,0	C28/35	B450C	4,0	4,0	100,0	1,00	0,00
RITTO DES	100,0x50,0	C28/35	B450C	4,0	4,0	100,0	1,00	0,00
TRAVERSO	100,0x50,0	C28/35	B450C	4,0	4,0	---	---	---

FATTORI DI COMBINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO

N.Comb.	Tipo Comb.	PESI PRO	PERMANEN	Q1=150 K	QFREN=48	QPERM,IN	QACC,INF	Q2=9 KPA
1	S.L.U.	1,350	1,350	1,350	0,000	1,350	1,500	1,350
2	S.L.U.	1,350	1,350	1,013	1,350	1,350	1,500	1,013
3	S.L.E. Rara	1,000	1,000	0,750	0,400	1,000	0,700	0,750
4	S.L.E. Freq.	1,000	1,000	0,750	0,000	1,000	0,300	0,750
5	S.L.E. Q.Perm.	1,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,300	0,000
6	Comb.Sismiche	1,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,300	0,000

CONDIZIONE DI CARICO N. 1 'PESI PROPRI'
CARICHI DA PESO PROPRIO APPLICATI ALLE TRAVI

Py	Carico uniforme normale [daN/m] applicato sul tratto flessibile della trave
Px	Carico uniforme assiale [daN/m] applicato sul tratto flessibile della trave
M	Momento flettente uniforme [daNm/m] applicato sulla trave (positivo se orario)
Py Ini.	Valore iniziale del Carico lineare normale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Py Fin.	Valore finale del Carico lineare normale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Px Ini.	Valore iniziale del Carico lineare assiale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
Px Fin.	Valore finale del Carico lineare assiale [daN/m] applicato in aggiunta a quello uniforme
DT Sup.	Incremento di temperatura [°] al lembo superiore della trave
DT Inf.	Incremento di temperatura [°] al lembo inferiore della trave

N.B. Assunto per ogni trave un sistema locale con asse x diretto dal nodo iniziale a quello finale, i carichi ripartiti assegnati sono positivi se di verso opposto ai suddetti assi locali.

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

N°Trave	Py	Px	M	Py Ini.	Py Fin.	Px Ini.	Px Fin.	DT Ini.	DT Fin.
1	2250	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	1250	0	0	0	0	0	0	0
3	0	1250	0	0	0	0	0	0	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

4	1250	0	0	0	0	0	0	0	0
5	2250	0	0	0	0	0	0	0	0
6	2250	0	0	0	0	0	0	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 2 'PERMANENTI'

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	SI/NO inclusione automatica nella condizione corrente del peso proprio del terreno di (ricoprimento ed applicato dal programma direttamente al traverso ed agli sbalzi di fondazione)
Tipo Spinta Sin	Assente/Statica Spinta del terreno di rinfianco applicata al piedritto di sinistra comprendente l'effetto dell'eventuale falda e dell'eventuale tirante d'acqua
Tipo Spinta Des	Assente/Statica applicata al piedritto di destra
H Falda	Quota [cm] della falda misurata a partire dalla quota del piano di posa della trave di fondazione. Se assegnata (>0) il programma ne tiene conto nelle spinte laterali e nella sottospinta. Se assegnata (>0) il programma ne tiene conto nelle spinte laterali e nella sottospinta in fondazione. Il valore nullo equivale ad assenza della falda.
H Tirante	Quota in cm. dell'eventuale tirante d'acqua presente all'interno dello scatolare e misurato a partire dalla superficie superiore della trave di fondazione. Valore nullo = assenza tirante. In caso di valore positivo il programma applica il peso dell'acqua alla trave di fondazione e la spinta dell'acqua sui piedritti. Se assegnata in concomitanza della spinta sismica ne viene considerato l'incremento sismico (equivoco alla direzione del sisma).

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
SI	Spinta Statica	Spinta Statica	150	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 3 'Q1=150 KN (Q1)'

CARICHI CONCENTRATI APPLICATI SUL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Ascissa	Ascissa X (cm) di applicazione del carico nel riferimento generale assunto
Py	Intensità del carico concentrato verticale [daN] (positivo se diretto verso il basso)
Ang.Diff.	Semiangolo [gradi sessadecimali] di diffusione del carico

N°Carico	Ascissa	Py	Ang.Diff.
1	215,0	15000	45,0°
2	335,0	15000	45,0°

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 4 'QFREN=489.72 KN (Q3)'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

[illegible]

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 5 'QPERM,INF=22 KPA'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

[illegible]

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 6 'QACC,INF=20KPA'

CARICHI APPLICATI DIRETTAMENTE ALLE TRAVI

N°Trave	Py	Px	M	Py Ini.	Py Fin.	Px Ini.	Px Fin.	DT Ini.	DT Fin.
1	2000	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

CONDIZIONE DI CARICO N. 7 'Q2=9 KPA (Q1)'

CARICHI RIPARTITI APPLICATI SUL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Asc.Ini.	Ascissa X [cm] dell'estremo sinistro del carico ripartito nel riferimento generale
Asc.Fin.	Ascissa X [cm] dell'estremo destro del carico ripartito nel riferimento generale
Qy	Intensità del carico ripartito verticale [daN/m] (positivo se diretto verso il basso)
Ang.Diff.	Semiangolo [gradi sessadecimali] di diffusione del carico

N°Carico	Asc.Ini.	Asc.Fin.	Qy	Ang.Diff.
1	-25,0	575,0	150	45,0 °

SPINTE TERRENO DI RINFIANCO - PESO PROPRIO TERRENO RICOPRIMENTO - FALDA

P.P.Terr.Ricopr.	Tipo Spinta Sin	Tipo Spinta Des	H Falda	H Tirante
NO	Nessuna spinta	Nessuna spinta	0	0

INVILUPPO ARMATURE E SFORZI NELLE SEZIONI

X	Ascisse progressive [cm] delle sezioni di travata (escluse quelle interne ai conci rigidi)
Mmax, Mmin	Momenti flettenti [daNm] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza
Vmax, Vmin	Tagli [daN] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza
Nmax, Nmin	Sforzi normali [daN] di inviluppo relativi alle sole combinazioni di resistenza

TRAVE DI FONDAZIONE

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	10Ø22(38,01)	10Ø22(38,01)	5Ø10/26	40745	0	0	-38585	35858	0
20	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	36085	-6031	0	-37587	35483	0
40	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	31541	-12232	0	-34201	34734	0
60	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	27135	-17441	0	-30845	33985	0
80	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	22887	-21700	0	-27515	33237	0
100	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	18815	-25525	0	-24212	32490	0
120	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	14940	-30038	0	-20932	31743	0
140	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		11281	-33897	0	-17710	30996	0
160	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		7856	-37107	1307	-16490	30250	0
180	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		4685	-39671	3372	-15176	29605	0
200	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		1786	-41591	5340	-13770	29743	0
220	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	-42870	8188	-12271	29882	0
240	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	-43509	11335	-10678	30022	0
260	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	-43509	14305	-8993	30161	0
280	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	-42870	17100	-7214	30302	0
300	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		1786	-41591	19722	-5340	30442	0
320	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		4685	-39671	22173	-3372	30583	0
340	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		7856	-37107	24453	-1307	30725	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

360	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		11281	-33897	26564	0	30996	0
380	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	14940	-30038	28507	0	31743	0
400	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	18815	-25525	30281	0	32490	0
420	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	22887	-20353	31886	0	33237	0
440	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	27135	-14519	33322	0	33985	0
460	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	31541	-8015	34587	0	34734	0
480	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)	5Ø10/26	36085	-838	37587	0	35483	0
500	10Ø22(38,01)	10Ø22(38,01)	5Ø10/26	42424	0	38585	0	35858	0

PIEDRITTO DI SINISTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	2347	-36068	30018	0	59372	0
20	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	6054	-30379	27999	0	58550	0
39	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	9384	-25080	26035	0	57753	0
59	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	12334	-20162	24124	0	56979	0
78	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	14897	-15613	22258	0	56225	0
98	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	17063	-11427	20426	0	55486	0
118	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	18822	-7598	18626	0	54761	0
137	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	20159	-4118	16859	0	54050	0
157	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	21061	-981	15125	0	53354	0
177	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	21515	-320	13424	0	52672	0
196	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	21506	-385	11756	-1281	52004	0
216	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	21016	-667	10120	-3771	51351	0
235	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	20029	-1158	8517	-6350	50712	0
255	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	18527	-1851	6947	-9024	50088	0
275	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	16492	-2737	5410	-11795	49478	0
294	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	13903	-3810	3906	-14669	48883	0
314	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	12521	-5060	2434	-17648	48301	0
333	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	12857	-6480	995	-20736	47735	0
353	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	12914	-8063	0	-23934	47182	0
373	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	3Ø10/25	12698	-9798	0	-27244	46644	0
392	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	12216	-11677	0	-30665	46121	0
412	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	11475	-14431	0	-34198	45612	0
432	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	10480	-21490	0	-37840	45117	0
451	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	9238	-29273	0	-41586	44636	0
471	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	7756	-37802	0	-45433	44170	0
490	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	6041	-47094	0	-49372	43719	0
510	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	4Ø10/24	4097	-57168	0	-51517	43282	0

PIEDRITTO DI DESTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	43824	0	0	-30018	49742	0
20	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	39122	-587	0	-27999	48920	0
39	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	34709	-2674	0	-26035	48123	0
59	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	30571	-4552	0	-24124	47349	0
78	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	26693	-6222	0	-22258	46594	0
98	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	23066	-7682	0	-20426	45855	0
118	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	19682	-8928	0	-18626	45129	0
137	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	16531	-9957	0	-16859	44419	0
157	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	13605	-10764	0	-15125	43722	0
177	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	10895	-11345	0	-13424	43040	0
196	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	8392	-11694	893	-12243	42372	0
216	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	6089	-11806	1979	-11252	41719	0
235	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	3975	-11675	3025	-10305	41080	0
255	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	2043	-11294	4033	-9402	40455	0
275	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	2737	-10987	5000	-8544	39845	0
294	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	3810	-11900	5928	-7730	39249	0
314	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	5060	-12521	6815	-6960	38668	0
333	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	6480	-12857	8169	-6234	38101	0
353	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	8063	-12914	9671	-5553	37548	0
373	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	2Ø10/25	9798	-12698	11220	-4916	37010	0
392	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	11677	-12216	12819	-4323	36487	0
412	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	13692	-11475	14466	-3775	35977	0
432	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	15832	-10480	16163	-3271	35482	0
451	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	18087	-9238	17908	-2811	35001	0
471	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	20446	-9721	19700	-2396	34535	0
490	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	22897	-10154	21538	-2025	34083	0
510	8Ø22(30,41)	5Ø22(19,01)	3Ø10/25	25428	-10519	22128	-1698	33646	0

TRAVERSO

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	2050	-60480	40195	0	54028	0
20	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	2457	-52523	39379	0	51825	0
40	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	2746	-44728	38564	0	49621	0

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

60	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	2918	-37097	37749	0	47417	0
80	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	2973	-29629	36934	-19	45213	0
100	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	7405	-22323	36119	-605	43010	0
120	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	12449	-15300	33963	-1191	40806	0
140	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	16891	-8768	31360	-1777	38602	0
160	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	20692	-6980	28758	-2363	36398	0
180	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	23852	-5511	26155	-2949	34195	0
200	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	26370	-4160	23552	-3535	31991	0
220	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	28248	-2925	20950	-4121	29787	0
240	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	29326	-1808	17006	-4707	27584	0
260	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	29326	-1808	12616	-5293	25380	0
280	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	28248	-2925	8672	-7786	23176	0
300	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	26370	-4160	6069	-10992	20972	0
320	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	23852	-5511	3467	-14197	18769	0
340	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	23904	-6980	2363	-17402	17412	0
360	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	23816	-8566	1777	-20608	17412	0
380	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	23208	-10269	1191	-23813	17412	0
400	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	22109	-12090	605	-26423	17412	0
420	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	20728	-14027	19	-27246	17412	0
440	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	19184	-16082	0	-28069	17412	0
460	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	17477	-18254	0	-28892	17412	0
480	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	15607	-20543	0	-29715	17412	0
500	5Ø22(19,01)	8Ø22(30,41)	5Ø10/26	13574	-22950	0	-30538	17412	-1065

SBALZO FONDAZIONE DI SINISTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	0	3231	0	309	-312
17	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		256	-164	3007	-1931	617	-625
33	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		1002	-644	5876	-3787	1234	-1250
50	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		2215	-1426	5583	-5950	1543	-1562

SBALZO FONDAZIONE DI DESTRA

X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Legature	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
0	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		651	-1625	7012	-863	1543	-1562
17	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		299	-738	4306	-1722	1234	-1250
33	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		78	-190	2215	-896	617	-625
50	5Ø22(19,01)	5Ø22(19,01)		0	0	0	-2068	309	-312

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 1 (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_ter.
0,0	S	7019	-38585	20082	120932	209188	112254	0,34	2,417
20,0	S	-838	-37587	20080	-61365	209188	112254	0,33	2,402
40,0	S	-8015	-34201	20077	-61365	209188	112254	0,30	2,388
60,0	S	-14519	-30845	20074	-61365	209188	112254	0,27	2,373
80,0	S	-20353	-27515	20072	-61365	28490	0	0,97	2,360
100,0	S	-25525	-24212	20070	-61365	28490	0	0,85	2,348
120,0	S	-30038	-20932	20068	-61365	28490	0	0,73	2,336
140,0	S	-33897	-17673	20066	-61365	28490	0	0,62	2,326
160,0	S	-37107	-14434	20065	-61365	28490	0	0,51	2,318
180,0	S	-39671	-11210	20064	-61365	28490	0	0,39	2,311
200,0	S	-41591	-7998	20063	-61365	28490	0	0,28	2,305
220,0	S	-42870	-4795	20062	-61365	28490	0	0,17	2,302
240,0	S	-43509	-1598	20062	-61365	28490	0	0,06	2,300
260,0	S	-43509	1598	20062	-61365	28490	0	0,06	2,300
280,0	S	-42870	4795	20062	-61365	28490	0	0,17	2,302
300,0	S	-41591	7998	20063	-61365	28490	0	0,28	2,305
320,0	S	-39671	11210	20064	-61365	28490	0	0,39	2,311
340,0	S	-37107	14434	20065	-61365	28490	0	0,51	2,318
360,0	S	-33897	17673	20066	-61365	28490	0	0,62	2,326
380,0	S	-30038	20932	20068	-61365	28490	0	0,73	2,336
400,0	S	-25525	24212	20070	-61365	28490	0	0,85	2,348
420,0	S	-20353	27515	20072	-61365	28490	0	0,97	2,360
440,0	S	-14519	30845	20074	-61365	209188	112254	0,27	2,373
460,0	S	-8015	34201	20077	-61365	209188	112254	0,30	2,388

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

480,0	S	-838	37587	20080	-61365	209188	112254	0,33	2,402
500,0	S	7019	38585	20082	120932	209188	112254	0,34	2,417

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-10779	12218	49742	-61110	24230	0	0,50	0,000
19,6	S	-8531	10691	48920	-60947	24230	0	0,44	0,000
39,2	S	-6580	9214	48123	-60810	24230	0	0,38	0,000
58,8	S	-4912	7802	47349	-60673	24230	0	0,32	0,000
78,5	S	-3515	6444	46594	-60507	24230	0	0,27	0,000
98,1	S	-2381	5124	45855	-60368	24230	0	0,21	0,000
117,7	S	-1502	3842	45129	-60228	24230	0	0,16	0,000
137,3	S	-870	2600	44419	-60071	24230	0	0,11	0,000
156,9	S	-479	1397	43722	-59949	24230	0	0,06	0,000
176,5	S	-320	232	43040	-59826	24230	0	0,01	0,000
196,2	S	-385	-893	42372	-59678	24230	0	0,04	0,000
215,8	S	-667	-1979	41719	-59553	24230	0	0,08	0,000
235,4	S	-1158	-3025	41080	-59428	24230	0	0,12	0,000
255,0	S	-1851	-4033	40455	-59303	24230	0	0,17	0,000
274,6	S	-2737	-5000	39845	-59176	24230	0	0,21	0,000
294,2	S	-3810	-5928	39249	-59075	24230	0	0,24	0,000
313,8	S	-5060	-6815	38668	-58948	24230	0	0,28	0,000
333,5	S	-6480	-7661	38101	-58845	24230	0	0,32	0,000
353,1	S	-8063	-8463	37548	-58717	24230	0	0,35	0,000
372,7	S	-9798	-9222	37010	-58613	24230	0	0,38	0,000
392,3	S	-11677	-9934	36487	-58510	24230	0	0,41	0,000
411,9	S	-13692	-10598	35977	-58406	24230	0	0,44	0,000
431,5	S	-15832	-11210	35482	-58327	24230	0	0,46	0,000
451,2	S	-18087	-11769	35001	-58222	24230	0	0,49	0,000
470,8	S	-20446	-12269	34535	-58144	24230	0	0,51	0,000
490,4	S	-22897	-12708	34083	-58038	24230	0	0,52	0,000
510,0	S	-25428	-13064	33646	-57958	24230	0	0,54	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	10779	-12218	49742	61110	24230	0	0,50	0,013
19,6	S	8531	-10691	48920	60947	24230	0	0,44	0,018
39,2	S	6580	-9214	48123	60810	24230	0	0,38	0,023
58,8	S	4912	-7802	47349	60673	24230	0	0,32	0,027
78,5	S	3515	-6444	46594	60507	24230	0	0,27	0,030
98,1	S	2381	-5124	45855	60368	24230	0	0,21	0,033
117,7	S	1502	-3842	45129	60228	24230	0	0,16	0,036
137,3	S	870	-2600	44419	60071	24230	0	0,11	0,039
156,9	S	479	-1397	43722	59949	24230	0	0,06	0,041
176,5	S	320	-232	43040	59826	24230	0	0,01	0,044
196,2	S	385	893	42372	59678	24230	0	0,04	0,047
215,8	S	667	1979	41719	59553	24230	0	0,08	0,049
235,4	S	1158	3025	41080	59428	24230	0	0,12	0,052
255,0	S	1851	4033	40455	59303	24230	0	0,17	0,054
274,6	S	2737	5000	39845	59176	24230	0	0,21	0,057
294,2	S	3810	5928	39249	59075	24230	0	0,24	0,059
313,8	S	5060	6815	38668	58948	24230	0	0,28	0,060
333,5	S	6480	7661	38101	58845	24230	0	0,32	0,061
353,1	S	8063	8463	37548	58717	24230	0	0,35	0,062
372,7	S	9798	9222	37010	58613	24230	0	0,38	0,061
392,3	S	11677	9934	36487	58510	24230	0	0,41	0,060
411,9	S	13692	10598	35977	58406	24230	0	0,44	0,057
431,5	S	15832	11210	35482	58327	24230	0	0,46	0,053
451,2	S	18087	11769	35001	58222	24230	0	0,49	0,047
470,8	S	20446	12269	34535	58144	24230	0	0,51	0,039
490,4	S	22897	12708	34083	58038	24230	0	0,52	0,029
510,0	S	25428	13064	33646	57958	24230	0	0,54	0,016

TRAVE n. 4 TRAVERSO

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-21076	30538	13714	-51148	113208	60749	0,50	---
20,0	S	-15050	29715	13714	-51148	113208	60749	0,49	---
40,0	S	-9190	28892	13714	-51148	113208	60749	0,48	---
60,0	S	-3493	28069	13714	-51148	113208	60749	0,46	---
80,0	S	2038	27246	13714	32457	113208	60749	0,45	---
100,0	S	7405	26423	13714	32457	113208	60749	0,43	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

120,0	S	12449	23813	13714	32457	113208	60749	0,39	---
140,0	S	16891	20608	13714	32457	20717	0	0,99	---
160,0	S	20692	17402	13714	32457	20717	0	0,84	---
180,0	S	23852	14197	13714	32457	20717	0	0,69	---
200,0	S	26370	10992	13714	32457	20717	0	0,53	---
220,0	S	28248	7786	13714	32457	20717	0	0,38	---
240,0	S	29326	2794	13714	32457	20717	0	0,13	---
260,0	S	29326	-2794	13714	32457	20717	0	0,13	---
280,0	S	28248	-7786	13714	32457	20717	0	0,38	---
300,0	S	26370	-10992	13714	32457	20717	0	0,53	---
320,0	S	23852	-14197	13714	32457	20717	0	0,69	---
340,0	S	20692	-17402	13714	32457	20717	0	0,84	---
360,0	S	16891	-20608	13714	32457	20717	0	0,99	---
380,0	S	12449	-23813	13714	32457	113208	60749	0,39	---
400,0	S	7405	-26423	13714	32457	113208	60749	0,43	---
420,0	S	2038	-27246	13714	32457	113208	60749	0,45	---
440,0	S	-3493	-28069	13714	-51148	113208	60749	0,46	---
460,0	S	-9190	-28892	13714	-51148	113208	60749	0,48	---
480,0	S	-15050	-29715	13714	-51148	113208	60749	0,49	---
500,0	S	-21076	-30538	13714	-51148	113208	60749	0,50	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	2068	-1	61365	28490	0	0,07	2,482
16,7	S	63	741	-3	61365	28490	0	0,03	2,471
33,3	S	247	1464	-6	61365	28490	0	0,05	2,460
50,0	S	551	128	-7	61365	28490	0	0,00	2,449

TRAVE n. 6 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	551	-128	-7	61365	28490	0	0,00	2,449
16,7	S	247	-1464	-6	61365	28490	0	0,05	2,460
33,3	S	63	-741	-3	61365	28490	0	0,03	2,471
50,0	S	0	-2068	-1	-61365	28490	0	0,07	2,482

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 2 (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_terr	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	1200	-35453	28443	120932	209188	112254	0,32	3,380
20,0	S	-6031	-33578	28511	-61365	209188	112254	0,30	3,279
40,0	S	-12232	-28524	28646	-61365	209188	112254	0,25	3,179
60,0	S	-17441	-23670	28782	-61365	28490	0	0,83	3,079
80,0	S	-21700	-19015	28918	-61365	28490	0	0,67	2,980
100,0	S	-25047	-14557	29054	-61365	28490	0	0,51	2,882
120,0	S	-27523	-10294	29191	-61365	28490	0	0,36	2,785
140,0	S	-29165	-6223	29329	-61365	28490	0	0,22	2,690
160,0	S	-30012	-2342	29467	-61365	28490	0	0,08	2,595
180,0	S	-30102	1352	29605	-61365	28490	0	0,05	2,502
200,0	S	-29471	4861	29743	-61365	28490	0	0,17	2,411
220,0	S	-28157	8188	29882	-61365	28490	0	0,29	2,320
240,0	S	-26196	11335	30022	-61365	28490	0	0,40	2,231
260,0	S	-23623	14305	30161	-61365	28490	0	0,50	2,143
280,0	S	-20474	17100	30302	-61365	28490	0	0,60	2,056
300,0	S	-16783	19722	30442	-61365	28490	0	0,69	1,970
320,0	S	-12585	22173	30583	-61365	28490	0	0,78	1,885
340,0	S	-7914	24453	30725	-61365	28490	0	0,86	1,800
360,0	S	-2804	26564	30867	-61365	28490	0	0,93	1,715
380,0	S	2711	28507	31009	61365	209188	112254	0,25	1,631
400,0	S	8599	30281	31152	61365	209188	112254	0,27	1,547
420,0	S	14824	31886	31295	61365	209188	112254	0,28	1,463
440,0	S	21353	33322	31438	61365	209188	112254	0,30	1,377
460,0	S	28153	34587	31582	61365	209188	112254	0,31	1,292
480,0	S	35188	35679	31727	61365	209188	112254	0,32	1,205

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

500,0 S 42424 35480 31799 120932 209188 112254 0,32 1,116

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	2347	19659	59372	44902	20717	0	0,95	0,000
19,6	S	6054	17927	58550	44719	20717	0	0,87	0,000
39,2	S	9384	15997	57753	44562	20717	0	0,77	0,000
58,8	S	12334	14042	56979	44405	20717	0	0,68	0,000
78,5	S	14897	12048	56225	44247	20717	0	0,58	0,000
98,1	S	17063	9996	55486	44088	20717	0	0,48	0,000
117,7	S	18822	7882	54761	43930	20717	0	0,38	0,000
137,3	S	20159	5702	54050	43797	20717	0	0,28	0,000
156,9	S	21061	3451	53354	43664	20717	0	0,17	0,000
176,5	S	21515	1125	52672	43505	20717	0	0,05	0,000
196,2	S	21506	-1281	52004	43371	20717	0	0,06	0,000
215,8	S	21016	-3771	51351	43238	20717	0	0,18	0,000
235,4	S	20029	-6350	50712	43104	20717	0	0,31	0,000
255,0	S	18527	-9024	50088	42970	20717	0	0,44	0,000
274,6	S	16492	-11795	49478	42835	20717	0	0,57	0,000
294,2	S	13903	-14669	48883	42700	20717	0	0,71	0,000
313,8	S	10740	-17648	48301	42593	20717	0	0,85	0,000
333,5	S	6982	-20736	47735	42484	113208	38170	0,54	0,000
353,1	S	2608	-23934	47182	42376	113208	38170	0,63	0,000
372,7	S	-2404	-27244	46644	-60507	113208	38170	0,71	0,000
392,3	S	-8077	-30665	46121	-60424	113208	52595	0,58	0,000
411,9	S	-14431	-34198	45612	-60312	113208	52595	0,65	0,000
431,5	S	-21490	-37840	45117	-60228	113208	52595	0,72	0,000
451,2	S	-29273	-41586	44636	-60120	113208	52595	0,79	0,000
470,8	S	-37802	-45433	44170	-60022	113208	52595	0,86	0,000
490,4	S	-47094	-49372	43719	-59949	113208	52595	0,94	0,000
510,0	S	-57168	-51517	43282	-59875	113208	52595	0,98	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	43824	-24731	29750	57191	113208	38170	0,65	0,000
19,6	S	39122	-23222	28929	57002	24230	0	0,96	0,000
39,2	S	34709	-21786	28131	56860	24230	0	0,90	0,000
58,8	S	30571	-20424	27358	56716	24230	0	0,84	0,000
78,5	S	26693	-19122	26603	56548	24230	0	0,79	0,000
98,1	S	23066	-17864	25864	56403	24230	0	0,74	0,000
117,7	S	19682	-16652	25139	56257	24230	0	0,69	0,000
137,3	S	16531	-15483	24428	56135	24230	0	0,64	0,000
156,9	S	13605	-14359	23732	55988	24230	0	0,59	0,000
176,5	S	10895	-13279	23050	55840	24230	0	0,55	0,000
196,2	S	8392	-12243	22382	55691	24230	0	0,51	0,000
215,8	S	6089	-11252	21729	55591	24230	0	0,46	0,000
235,4	S	3975	-10305	21091	55460	24230	0	0,43	0,000
255,0	S	2043	-9402	20466	55330	24230	0	0,39	0,000
274,6	S	284	-8544	19856	55200	24230	0	0,35	0,000
294,2	S	-1312	-7730	19261	-36520	20717	0	0,37	0,000
313,8	S	-2752	-6960	18680	-36380	20717	0	0,34	0,000
333,5	S	-4045	-6234	18113	-36286	20717	0	0,30	0,000
353,1	S	-5200	-5553	17561	-36145	20717	0	0,27	0,000
372,7	S	-6226	-4916	17023	-36052	20717	0	0,24	0,000
392,3	S	-7132	-4323	16499	-35934	20717	0	0,21	0,000
411,9	S	-7925	-3775	15990	-35816	20717	0	0,18	0,000
431,5	S	-8616	-3271	15495	-35722	20717	0	0,16	0,000
451,2	S	-9211	-2811	15015	-35627	20717	0	0,14	0,000
470,8	S	-9721	-2396	14549	-35533	20717	0	0,12	0,000
490,4	S	-10154	-2025	14097	-35438	20717	0	0,10	0,000
510,0	S	-10519	-1698	13660	-35344	20717	0	0,08	0,000

TRAVE n. 4 TRAVERSO

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-60480	40195	54028	-61962	113208	60749	0,66	---
20,0	S	-52523	39379	51825	-61540	113208	60749	0,65	---
40,0	S	-44728	38564	49621	-61110	113208	60749	0,63	---
60,0	S	-37097	37749	47417	-60673	113208	60749	0,62	---
80,0	S	-29629	36934	45213	-60228	113208	60749	0,61	---
100,0	S	-22323	36119	43010	-59826	113208	60749	0,59	---
120,0	S	-15300	33963	40806	-59378	113208	60749	0,56	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	-8768	31360	38602	-58922	113208	60749	0,52	---
160,0	S	-2756	28758	36398	-58510	113208	60749	0,47	---
180,0	S	2735	26155	34195	39629	113208	60749	0,43	---
200,0	S	7706	23552	31991	39176	113208	60749	0,39	---
220,0	S	12156	20950	29787	38720	113208	60749	0,34	---
240,0	S	15967	17006	27584	38261	20717	0	0,82	---
260,0	S	18929	12616	25380	32457	20717	0	0,61	---
280,0	S	21043	8672	23176	32457	20717	0	0,42	---
300,0	S	22517	6069	20972	32457	20717	0	0,29	---
320,0	S	23471	3467	18769	32457	20717	0	0,17	---
340,0	S	23904	864	16565	32457	20717	0	0,04	---
360,0	S	23816	-1739	14361	32457	20717	0	0,08	---
380,0	S	23208	-4341	12157	32457	20717	0	0,21	---
400,0	S	22109	-6497	9954	32457	20717	0	0,31	---
420,0	S	20728	-7312	7750	32457	20717	0	0,35	---
440,0	S	19184	-8128	5546	32457	20717	0	0,39	---
460,0	S	17477	-8943	3342	32457	20717	0	0,43	---
480,0	S	15607	-9758	1139	32457	20717	0	0,47	---
500,0	S	13574	-10573	-1065	32457	20717	0	0,51	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrzd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	3231	56	61365	28490	0	0,11	3,878
16,7	S	256	3007	112	61365	28490	0	0,11	3,795
33,3	S	1002	5876	225	61365	28490	0	0,21	3,712
50,0	S	2215	5583	281	61365	28490	0	0,20	3,629

TRAVE n. 6 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrzd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-1625	7012	-302	-61365	28490	0	0,25	0,890
16,7	S	-738	4306	-242	-61365	28490	0	0,15	0,815
33,3	S	-190	2215	-121	-61365	28490	0	0,08	0,740
50,0	S	0	-554	-60	61365	28490	0	0,02	0,665

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 3 (S.L.E. - Combinaz. Rara)

M, V, N Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
 Sc, Sf Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]
 A.Fess Apertura delle fessure per flessione [mm]
 Spost Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
 S_ter Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	3930	-26808	17514	4,02	5,8	0,000	0,971	1,942
20,0	S	-1519	-25776	17529	2,81	-14,4	0,001	0,954	1,907
40,0	S	-6381	-22873	17560	7,20	83,0	0,007	0,936	1,872
60,0	S	-10668	-20040	17590	12,78	315,8	0,026	0,919	1,837
80,0	S	-14397	-17275	17621	17,46	548,8	0,045	0,901	1,803
100,0	S	-17579	-14578	17652	21,35	753,2	0,062	0,885	1,769
120,0	S	-20228	-11948	17683	24,55	925,1	0,076	0,868	1,737
140,0	S	-22358	-9382	17715	27,10	1063,7	0,087	0,852	1,705
160,0	S	-23981	-6879	17747	29,04	1169,5	0,096	0,837	1,674
180,0	S	-25110	-4437	17779	30,38	1242,9	0,102	0,822	1,644
200,0	S	-25756	-2054	17811	31,15	1284,7	0,105	0,808	1,615
220,0	S	-25931	273	17843	31,36	1295,5	0,106	0,794	1,587
240,0	S	-25647	2545	17876	31,02	1276,0	0,105	0,780	1,561
260,0	S	-24913	4766	17909	30,15	1227,0	0,101	0,768	1,535
280,0	S	-23740	6936	17942	28,76	1149,3	0,094	0,755	1,511
300,0	S	-22139	9058	17976	26,85	1043,5	0,086	0,744	1,487
320,0	S	-20117	11135	18009	24,42	910,5	0,075	0,732	1,465
340,0	S	-17685	13167	18043	21,48	751,5	0,062	0,722	1,443
360,0	S	-14850	15156	18077	18,02	568,2	0,047	0,711	1,422
380,0	S	-11622	17105	18112	13,97	364,2	0,030	0,701	1,402
400,0	S	-8009	19013	18147	9,28	153,7	0,013	0,691	1,382
420,0	S	-4017	20882	18182	4,60	9,7	0,001	0,681	1,363
440,0	S	344	22713	18217	2,13	-25,6	0,002	0,672	1,344
460,0	S	5068	24506	18252	5,62	31,6	0,003	0,662	1,325
480,0	S	10147	26260	18288	12,07	271,7	0,022	0,653	1,305
500,0	S	15572	26690	18306	14,03	319,8	0,017	0,643	1,286

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-4556	11470	37358	15,70	16,2	0,001	-0,053	0,000
19,6	S	-2417	10284	36750	11,37	-36,8	0,002	-0,070	0,000
39,2	S	-518	9069	36159	7,69	-77,8	0,004	-0,085	0,000
58,8	S	1145	7877	35586	7,84	-71,1	0,005	-0,101	0,000
78,5	S	2575	6697	35028	10,30	-35,6	0,003	-0,117	0,000
98,1	S	3774	5520	34480	12,38	-4,7	0,000	-0,134	0,000
117,7	S	4743	4342	33943	14,41	33,8	0,002	-0,151	0,000
137,3	S	5480	3164	33416	16,25	77,9	0,006	-0,168	0,000
156,9	S	5986	1984	32901	17,64	117,4	0,009	-0,186	0,000
176,5	S	6260	800	32395	18,42	144,0	0,011	-0,205	0,000
196,2	S	6302	-388	31901	18,54	153,1	0,011	-0,224	0,000
215,8	S	6110	-1582	31417	17,97	142,8	0,011	-0,245	0,000
235,4	S	5684	-2784	30944	16,74	114,4	0,008	-0,265	0,000
255,0	S	5020	-3994	30482	14,88	72,4	0,005	-0,287	0,000
274,6	S	4119	-5215	30030	12,57	26,3	0,002	-0,309	0,000
294,2	S	2976	-6447	29589	10,13	-11,0	0,001	-0,332	0,000
313,8	S	1592	-7691	29158	7,59	-42,7	0,003	-0,355	0,000
333,5	S	-39	-8947	28738	5,42	-70,2	0,004	-0,378	0,000
353,1	S	-1916	-10216	28329	8,86	-27,2	0,001	-0,401	0,000
372,7	S	-4044	-11498	27931	13,23	36,9	0,002	-0,424	0,000
392,3	S	-6425	-12792	27543	19,44	173,5	0,009	-0,447	0,000
411,9	S	-9060	-14096	27166	26,53	363,1	0,019	-0,469	0,000
431,5	S	-11953	-15411	26799	34,18	585,9	0,031	-0,490	0,000
451,2	S	-15104	-16732	26443	42,40	834,6	0,044	-0,510	0,000
470,8	S	-18515	-18058	26098	51,21	1106,7	0,058	-0,528	0,000
490,4	S	-22186	-19385	25764	60,63	1400,9	0,074	-0,544	0,000
510,0	S	-26117	-20161	25440	70,69	1716,7	0,130	-0,558	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	17720	-12677	28646	49,46	1010,4	0,053	-0,042	0,000
19,6	S	15344	-11559	28038	43,20	832,7	0,044	-0,053	0,000
39,2	S	13182	-10496	27447	37,48	672,4	0,035	-0,066	0,000
58,8	S	11223	-9487	26874	32,26	529,1	0,028	-0,081	0,000
78,5	S	9457	-8522	26315	27,52	402,3	0,021	-0,097	0,000
98,1	S	7877	-7591	25768	23,24	292,0	0,015	-0,114	0,000
117,7	S	6477	-6693	25231	19,41	198,6	0,010	-0,132	0,000
137,3	S	5250	-5827	24704	16,06	122,7	0,006	-0,150	0,000
156,9	S	4189	-4994	24188	13,20	65,1	0,003	-0,169	0,000
176,5	S	3288	-4194	23683	10,88	25,3	0,001	-0,188	0,000
196,2	S	2541	-3427	23189	9,13	0,9	0,000	-0,208	0,000
215,8	S	1942	-2693	22705	7,86	-12,7	0,001	-0,228	0,000
235,4	S	1483	-1991	22232	6,91	-21,8	0,001	-0,248	0,000
255,0	S	1158	-1323	21769	6,22	-27,9	0,001	-0,269	0,000
274,6	S	962	-687	21318	5,77	-31,2	0,002	-0,289	0,000
294,2	S	887	-84	20877	5,54	-31,8	0,002	-0,309	0,000
313,8	S	927	487	20446	5,54	-29,8	0,002	-0,330	0,000
333,5	S	1075	1024	20026	5,74	-25,5	0,001	-0,351	0,000
353,1	S	1326	1529	19617	6,13	-18,8	0,001	-0,371	0,000
372,7	S	1673	2000	19219	6,71	-10,1	0,001	-0,392	0,000
392,3	S	2109	2439	18831	7,51	2,1	0,000	-0,413	0,000
411,9	S	2628	2846	18454	8,64	22,5	0,001	-0,435	0,000
431,5	S	3223	3219	18087	10,10	53,5	0,003	-0,456	0,000
451,2	S	3888	3559	17731	11,85	95,7	0,005	-0,478	0,000
470,8	S	4617	3867	17386	13,79	147,5	0,008	-0,500	0,000
490,4	S	5403	4142	17052	15,89	207,1	0,011	-0,523	0,000
510,0	S	6240	4384	16728	18,10	272,8	0,014	-0,547	0,000

TRAVE n. 4 TRAVERSO Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-25515	23153	21177	68,52	1728,5	0,129	0,987	---
20,0	S	-20945	22549	20524	56,71	1375,0	0,072	0,978	---
40,0	S	-16495	21946	19871	45,18	1031,8	0,054	0,970	---
60,0	S	-12167	21342	19218	33,91	699,7	0,037	0,965	---
80,0	S	-7959	20738	18565	22,83	381,2	0,020	0,961	---
100,0	S	-3871	20134	17912	11,82	93,1	0,005	0,957	---
120,0	S	7	18538	17259	3,20	-42,8	0,002	0,954	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	3522	16611	16606	10,36	100,5	0,007	0,952	---
160,0	S	6651	14683	15953	19,64	457,9	0,034	0,948	---
180,0	S	9395	12756	15300	27,43	806,0	0,059	0,944	---
200,0	S	11753	10829	14647	33,99	1112,2	0,082	0,939	---
220,0	S	13726	8901	13994	39,41	1372,4	0,101	0,932	---
240,0	S	15226	5981	13341	43,50	1574,4	0,116	0,924	---
260,0	S	16097	2731	12688	45,83	1698,6	0,125	0,913	---
280,0	S	16340	-189	12035	46,43	1744,6	0,128	0,901	---
300,0	S	16109	-2117	11383	45,72	1731,7	0,127	0,887	---
320,0	S	15493	-4044	10730	43,95	1670,7	0,123	0,871	---
340,0	S	14492	-5971	10077	41,11	1561,7	0,115	0,853	---
360,0	S	13105	-7898	9424	37,21	1404,7	0,103	0,834	---
380,0	S	11332	-9826	8771	32,25	1199,7	0,088	0,813	---
400,0	S	9197	-11422	8118	26,28	949,6	0,070	0,790	---
420,0	S	6852	-12026	7465	19,72	673,7	0,050	0,767	---
440,0	S	4386	-12630	6812	12,79	383,9	0,028	0,742	---
460,0	S	1800	-13233	6159	5,33	87,7	0,006	0,717	---
480,0	S	-907	-13837	5506	2,88	12,4	0,001	0,692	---
500,0	S	-3735	-14441	4853	10,28	228,8	0,012	0,667	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	0	1761	12	0,00	0,0	0,000	1,057	2,113
16,7	S	84	990	25	0,10	5,0	0,000	1,042	2,085
33,3	S	330	1932	50	0,39	20,7	0,002	1,028	2,056
50,0	S	728	1137	62	0,85	46,8	0,004	1,014	2,028

TRAVE n. 6 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 99999,00

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-385	2514	-75	0,44	27,4	0,002	0,617	1,234
16,7	S	-175	1019	-60	0,19	13,1	0,001	0,608	1,217
33,3	S	-45	524	-30	0,05	3,7	0,000	0,600	1,199
50,0	S	0	-985	-15	0,00	0,4	0,000	0,591	1,182

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 4 (S.L.E. - Combinaz. Frequente)

M, V, N Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
 Sc, Sf Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]
 A.Fess Apertura delle fessure per flessione [mm]
 Spost Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
 S_ter Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	6111	-27278	15495	5,71	55,8	0,003	0,781	1,562
20,0	S	583	-26442	15493	1,99	-19,3	0,002	0,776	1,552
40,0	S	-4466	-24064	15491	4,95	31,4	0,003	0,771	1,542
60,0	S	-9042	-21705	15489	10,80	256,8	0,021	0,766	1,533
80,0	S	-13148	-19364	15487	15,96	514,0	0,042	0,762	1,524
100,0	S	-16788	-17041	15485	20,39	749,7	0,061	0,758	1,515
120,0	S	-19965	-14734	15484	24,19	957,5	0,078	0,754	1,508
140,0	S	-22682	-12442	15483	27,42	1136,0	0,093	0,750	1,501
160,0	S	-24941	-10162	15481	30,10	1284,8	0,105	0,747	1,495
180,0	S	-26746	-7892	15481	32,23	1403,9	0,115	0,745	1,490
200,0	S	-28098	-5631	15480	33,82	1493,1	0,122	0,743	1,487
220,0	S	-28999	-3376	15480	34,88	1552,6	0,127	0,742	1,484
240,0	S	-29449	-1125	15479	35,41	1582,3	0,130	0,741	1,483
260,0	S	-29449	1125	15479	35,41	1582,3	0,130	0,741	1,483
280,0	S	-28999	3376	15480	34,88	1552,6	0,127	0,742	1,484
300,0	S	-28098	5631	15480	33,82	1493,1	0,122	0,743	1,487
320,0	S	-26746	7892	15481	32,23	1403,9	0,115	0,745	1,490
340,0	S	-24941	10162	15481	30,10	1284,8	0,105	0,747	1,495
360,0	S	-22682	12442	15483	27,42	1136,0	0,093	0,750	1,501
380,0	S	-19965	14734	15484	24,19	957,5	0,078	0,754	1,508
400,0	S	-16788	17041	15485	20,39	749,7	0,061	0,758	1,515
420,0	S	-13148	19364	15487	15,96	514,0	0,042	0,762	1,524
440,0	S	-9042	21705	15489	10,80	256,8	0,021	0,766	1,533
460,0	S	-4466	24064	15491	4,95	31,4	0,003	0,771	1,542
480,0	S	583	26442	15493	1,99	-19,3	0,002	0,776	1,552
500,0	S	6111	27278	15495	5,71	55,8	0,003	0,781	1,562

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-8815	9674	33002	26,32	283,5	0,015	-0,008	0,000
19,6	S	-7028	8545	32394	21,44	170,0	0,009	-0,012	0,000
39,2	S	-5460	7455	31803	17,23	83,0	0,004	-0,014	0,000
58,8	S	-4100	6416	31230	13,79	24,1	0,001	-0,017	0,000
78,5	S	-2940	5417	30672	11,22	-10,0	0,001	-0,018	0,000
98,1	S	-1972	4449	30124	9,30	-30,4	0,002	-0,020	0,000
117,7	S	-1192	3510	29587	7,74	-46,5	0,002	-0,021	0,000
137,3	S	-593	2602	29060	6,52	-58,6	0,003	-0,022	0,000
156,9	S	-169	1725	28544	5,62	-66,8	0,004	-0,023	0,000
176,5	S	86	878	28039	5,05	-71,3	0,004	-0,024	0,000
196,2	S	178	62	27545	4,81	-71,8	0,005	-0,026	0,000
215,8	S	112	-723	27061	4,82	-69,4	0,004	-0,027	0,000
235,4	S	-104	-1478	26588	5,14	-63,4	0,003	-0,028	0,000
255,0	S	-466	-2203	26126	5,73	-54,2	0,003	-0,029	0,000
274,6	S	-966	-2898	25674	6,59	-41,9	0,002	-0,030	0,000
294,2	S	-1600	-3562	25233	7,69	-26,6	0,001	-0,032	0,000
313,8	S	-2361	-4195	24802	9,04	-8,4	0,000	-0,033	0,000
333,5	S	-3244	-4797	24382	10,87	20,4	0,001	-0,033	0,000
353,1	S	-4241	-5367	23973	13,31	69,3	0,004	-0,034	0,000
372,7	S	-5347	-5905	23575	16,23	138,6	0,007	-0,034	0,000
392,3	S	-6555	-6409	23187	19,47	224,6	0,012	-0,033	0,000
411,9	S	-7859	-6879	22810	22,95	323,5	0,017	-0,032	0,000
431,5	S	-9252	-7312	22443	26,62	432,7	0,023	-0,030	0,000
451,2	S	-10726	-7708	22087	30,47	550,2	0,029	-0,026	0,000
470,8	S	-12274	-8063	21742	34,48	674,9	0,035	-0,022	0,000
490,4	S	-13887	-8376	21408	38,64	805,6	0,042	-0,016	0,000
510,0	S	-15557	-8634	21084	42,92	941,3	0,049	-0,009	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	8815	-9674	33002	26,32	283,5	0,015	0,008	0,008
19,6	S	7028	-8545	32394	21,44	170,0	0,009	0,012	0,012
39,2	S	5460	-7455	31803	17,23	83,0	0,004	0,014	0,014
58,8	S	4100	-6416	31230	13,79	24,1	0,001	0,017	0,017
78,5	S	2940	-5417	30672	11,22	-10,0	0,001	0,018	0,018
98,1	S	1972	-4449	30124	9,30	-30,4	0,002	0,020	0,020
117,7	S	1192	-3510	29587	7,74	-46,5	0,002	0,021	0,021
137,3	S	593	-2602	29060	6,52	-58,6	0,003	0,022	0,022
156,9	S	169	-1725	28544	5,62	-66,8	0,004	0,023	0,023
176,5	S	-86	-878	28039	5,05	-71,3	0,004	0,024	0,024
196,2	S	-178	-62	27545	4,81	-71,8	0,005	0,026	0,026
215,8	S	-112	723	27061	4,82	-69,4	0,004	0,027	0,027
235,4	S	104	1478	26588	5,14	-63,4	0,003	0,028	0,028
255,0	S	466	2203	26126	5,73	-54,2	0,003	0,029	0,029
274,6	S	966	2898	25674	6,59	-41,9	0,002	0,030	0,030
294,2	S	1600	3562	25233	7,69	-26,6	0,001	0,032	0,032
313,8	S	2361	4195	24802	9,04	-8,4	0,000	0,033	0,033
333,5	S	3244	4797	24382	10,87	20,4	0,001	0,033	0,033
353,1	S	4241	5367	23973	13,31	69,3	0,004	0,034	0,034
372,7	S	5347	5905	23575	16,23	138,6	0,007	0,034	0,034
392,3	S	6555	6409	23187	19,47	224,6	0,012	0,033	0,033
411,9	S	7859	6879	22810	22,95	323,5	0,017	0,032	0,032
431,5	S	9252	7312	22443	26,62	432,7	0,023	0,030	0,030
451,2	S	10726	7708	22087	30,47	550,2	0,029	0,026	0,026
470,8	S	12274	8063	21742	34,48	674,9	0,035	0,022	0,022
490,4	S	13887	8376	21408	38,64	805,6	0,042	0,016	0,016
510,0	S	15557	8634	21084	42,92	941,3	0,049	0,009	0,009

TRAVE n. 4 TRAVERSO Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-13028	18797	9111	34,72	906,6	0,048	0,805	---
20,0	S	-9329	18193	9111	25,25	612,8	0,032	0,815	---
40,0	S	-5750	17590	9111	16,03	330,3	0,017	0,826	---
60,0	S	-2293	16986	9111	6,89	68,6	0,004	0,837	---
80,0	S	1044	16382	9111	3,36	0,2	0,000	0,849	---
100,0	S	4260	15778	9111	12,55	317,0	0,023	0,861	---
120,0	S	7267	14182	9111	21,02	686,4	0,050	0,872	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	9911	12255	9111	28,36	1014,6	0,075	0,882	---
160,0	S	12169	10327	9111	34,60	1295,7	0,095	0,891	---
180,0	S	14042	8400	9111	39,76	1529,0	0,112	0,898	---
200,0	S	15529	6473	9111	43,85	1714,4	0,156	0,904	---
220,0	S	16631	4545	9111	46,88	1851,8	0,191	0,908	---
240,0	S	17259	1625	9111	48,61	1930,1	0,211	0,910	---
260,0	S	17259	-1625	9111	48,61	1930,1	0,211	0,910	---
280,0	S	16631	-4545	9111	46,88	1851,8	0,191	0,908	---
300,0	S	15529	-6473	9111	43,85	1714,4	0,156	0,904	---
320,0	S	14042	-8400	9111	39,76	1529,0	0,112	0,898	---
340,0	S	12169	-10327	9111	34,60	1295,7	0,095	0,891	---
360,0	S	9911	-12255	9111	28,36	1014,6	0,075	0,882	---
380,0	S	7267	-14182	9111	21,02	686,4	0,050	0,872	---
400,0	S	4260	-15778	9111	12,55	317,0	0,023	0,861	---
420,0	S	1044	-16382	9111	3,36	0,2	0,000	0,849	---
440,0	S	-2293	-16986	9111	6,89	68,6	0,004	0,837	---
460,0	S	-5750	-17590	9111	16,03	330,3	0,017	0,826	---
480,0	S	-9329	-18193	9111	25,25	612,8	0,032	0,815	---
500,0	S	-13028	-18797	9111	34,72	906,6	0,048	0,805	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	0	1337	-1	0,00	0,0	0,000	0,802	1,605
16,7	S	14	160	-2	0,02	1,0	0,000	0,799	1,597
33,3	S	53	308	-4	0,06	3,7	0,000	0,795	1,590
50,0	S	117	-875	-6	0,13	7,9	0,001	0,792	1,583

TRAVE n. 6 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,30

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	117	875	-6	0,13	7,9	0,001	0,792	1,583
16,7	S	53	-308	-4	0,06	3,7	0,000	0,795	1,590
33,3	S	14	-160	-2	0,02	1,0	0,000	0,799	1,597
50,0	S	0	-1337	-1	0,00	0,0	0,000	0,802	1,605

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE CARICO N. 5 (S.L.E. - Combinaz. Quasi Perm.)

M, V, N Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Sc, Sf Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio [daN/cm²]
A.Fess Apertura delle fessure per flessione [mm]
Spost Spostam.[cm] trasversale della sezione rispetto all'asse longitudinale dell'asta
S_terr Pressione normale di contatto col terreno espressa [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	9440	-19641	17103	8,69	137,4	0,007	0,609	1,218
20,0	S	5440	-19143	17101	6,05	50,8	0,004	0,607	1,214
40,0	S	1783	-17436	17099	2,93	-11,5	0,001	0,604	1,209
60,0	S	-1534	-15739	17097	2,77	-13,6	0,001	0,602	1,204
80,0	S	-4513	-14052	17094	5,02	23,7	0,002	0,600	1,199
100,0	S	-7155	-12374	17093	8,23	124,9	0,010	0,597	1,195
120,0	S	-9463	-10705	17091	11,25	252,7	0,021	0,595	1,190
140,0	S	-11437	-9043	17089	13,78	372,8	0,031	0,593	1,187
160,0	S	-13080	-7389	17088	15,84	476,1	0,039	0,592	1,183
180,0	S	-14393	-5741	17087	17,47	559,8	0,046	0,590	1,181
200,0	S	-15376	-4097	17087	18,67	623,1	0,051	0,589	1,179
220,0	S	-16031	-2457	17086	19,47	665,4	0,055	0,589	1,177
240,0	S	-16359	-819	17086	19,87	686,6	0,056	0,588	1,177
260,0	S	-16359	819	17086	19,87	686,6	0,056	0,588	1,177
280,0	S	-16031	2457	17086	19,47	665,4	0,055	0,589	1,177
300,0	S	-15376	4097	17087	18,67	623,1	0,051	0,589	1,179
320,0	S	-14393	5741	17087	17,47	559,8	0,046	0,590	1,181
340,0	S	-13080	7389	17088	15,84	476,1	0,039	0,592	1,183
360,0	S	-11437	9043	17089	13,78	372,8	0,031	0,593	1,187
380,0	S	-9463	10705	17091	11,25	252,7	0,021	0,595	1,190
400,0	S	-7155	12374	17093	8,23	124,9	0,010	0,597	1,195
420,0	S	-4513	14052	17094	5,02	23,7	0,002	0,600	1,199
440,0	S	-1534	15739	17097	2,77	-13,6	0,001	0,602	1,204
460,0	S	1783	17436	17099	2,93	-11,5	0,001	0,604	1,209
480,0	S	5440	19143	17101	6,05	50,8	0,004	0,607	1,214
500,0	S	9440	19641	17103	8,69	137,4	0,007	0,609	1,218

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

TRAVE n. 2 RITTO SIN Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-10332	11296	21472	29,37	527,5	0,028	-0,003	0,000
19,6	S	-8226	10176	20864	23,75	373,7	0,020	-0,004	0,000
39,2	S	-6336	9107	20274	18,65	239,7	0,013	-0,004	0,000
58,8	S	-4650	8093	19701	14,05	127,6	0,007	-0,003	0,000
78,5	S	-3158	7125	19143	10,04	43,4	0,002	-0,002	0,000
98,1	S	-1853	6192	18596	6,94	-4,3	0,000	-0,001	0,000
117,7	S	-727	5295	18059	4,72	-28,4	0,001	0,001	0,001
137,3	S	227	4431	17533	3,26	-43,0	0,003	0,002	0,002
156,9	S	1014	3599	17018	4,58	-22,9	0,002	0,004	0,004
176,5	S	1641	2801	16513	5,62	-6,6	0,000	0,005	0,005
196,2	S	2115	2035	16019	6,51	10,5	0,001	0,007	0,007
215,8	S	2442	1303	15536	7,28	29,7	0,002	0,008	0,008
235,4	S	2628	603	15063	7,76	45,6	0,003	0,008	0,008
255,0	S	2680	-64	14601	7,89	53,9	0,004	0,009	0,009
274,6	S	2605	-699	14150	7,67	52,8	0,004	0,009	0,009
294,2	S	2408	-1300	13709	7,11	42,7	0,003	0,008	0,008
313,8	S	2097	-1869	13279	6,24	26,0	0,002	0,008	0,008
333,5	S	1677	-2405	12860	5,18	7,6	0,001	0,007	0,007
353,1	S	1155	-2908	12451	4,09	-6,9	0,001	0,006	0,006
372,7	S	538	-3378	12053	2,93	-20,5	0,002	0,005	0,005
392,3	S	-168	-3816	11666	2,48	-25,1	0,001	0,004	0,004
411,9	S	-957	-4220	11289	3,89	-6,5	0,000	0,003	0,003
431,5	S	-1821	-4592	10923	5,78	25,7	0,001	0,001	0,001
451,2	S	-2756	-4931	10568	8,25	86,1	0,005	0,001	0,001
470,8	S	-3754	-5238	10223	10,90	162,2	0,009	0,000	0,000
490,4	S	-4809	-5511	9889	13,66	246,8	0,013	0,000	0,000
510,0	S	-5914	-5752	9566	16,51	337,1	0,018	0,000	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	10332	-11296	21472	29,37	527,5	0,028	0,003	0,003
19,6	S	8226	-10176	20864	23,75	373,7	0,020	0,004	0,004
39,2	S	6336	-9107	20274	18,65	239,7	0,013	0,004	0,004
58,8	S	4650	-8093	19701	14,05	127,6	0,007	0,003	0,003
78,5	S	3158	-7125	19143	10,04	43,4	0,002	0,002	0,002
98,1	S	1853	-6192	18596	6,94	-4,3	0,000	0,001	0,001
117,7	S	727	-5295	18059	4,72	-28,4	0,001	-0,001	0,000
137,3	S	-227	-4431	17533	3,26	-43,0	0,003	-0,002	0,000
156,9	S	-1014	-3599	17018	4,58	-22,9	0,002	-0,004	0,000
176,5	S	-1641	-2801	16513	5,62	-6,6	0,000	-0,005	0,000
196,2	S	-2115	-2035	16019	6,51	10,5	0,001	-0,007	0,000
215,8	S	-2442	-1303	15536	7,28	29,7	0,002	-0,008	0,000
235,4	S	-2628	-603	15063	7,76	45,6	0,003	-0,008	0,000
255,0	S	-2680	64	14601	7,89	53,9	0,004	-0,009	0,000
274,6	S	-2605	699	14150	7,67	52,8	0,004	-0,009	0,000
294,2	S	-2408	1300	13709	7,11	42,7	0,003	-0,008	0,000
313,8	S	-2097	1869	13279	6,24	26,0	0,002	-0,008	0,000
333,5	S	-1677	2405	12860	5,18	7,6	0,001	-0,007	0,000
353,1	S	-1155	2908	12451	4,09	-6,9	0,001	-0,006	0,000
372,7	S	-538	3378	12053	2,93	-20,5	0,002	-0,005	0,000
392,3	S	168	3816	11666	2,48	-25,1	0,001	-0,004	0,000
411,9	S	957	4220	11289	3,89	-6,5	0,000	-0,003	0,000
431,5	S	1821	4592	10923	5,78	25,7	0,001	-0,001	0,000
451,2	S	2756	4931	10568	8,25	86,1	0,005	-0,001	0,000
470,8	S	3754	5238	10223	10,90	162,2	0,009	0,000	0,000
490,4	S	4809	5511	9889	13,66	246,8	0,013	0,000	0,000
510,0	S	5914	5752	9566	16,51	337,1	0,018	0,000	0,000

TRAVE n. 4 TRAVERSO Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-5530	7325	6217	15,08	352,0	0,018	0,617	---
20,0	S	-4123	6739	6217	11,45	241,0	0,013	0,619	---
40,0	S	-2834	6153	6217	8,09	140,6	0,007	0,620	---
60,0	S	-1662	5567	6217	4,96	53,5	0,003	0,623	---
80,0	S	-607	4981	6217	2,30	-1,7	0,000	0,625	---
100,0	S	330	4395	6217	1,60	-9,3	0,001	0,627	---
120,0	S	1151	3809	6217	3,39	23,7	0,002	0,629	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	1854	3223	6217	5,49	92,6	0,007	0,632	---
160,0	S	2440	2637	6217	7,21	160,3	0,012	0,633	---
180,0	S	2909	2051	6217	8,57	216,6	0,016	0,635	---
200,0	S	3260	1465	6217	9,57	259,3	0,019	0,636	---
220,0	S	3495	879	6217	10,24	287,9	0,021	0,637	---
240,0	S	3612	293	6217	10,57	302,3	0,022	0,638	---
260,0	S	3612	-293	6217	10,57	302,3	0,022	0,638	---
280,0	S	3495	-879	6217	10,24	287,9	0,021	0,637	---
300,0	S	3260	-1465	6217	9,57	259,3	0,019	0,636	---
320,0	S	2909	-2051	6217	8,57	216,6	0,016	0,635	---
340,0	S	2440	-2637	6217	7,21	160,3	0,012	0,633	---
360,0	S	1854	-3223	6217	5,49	92,6	0,007	0,632	---
380,0	S	1151	-3809	6217	3,39	23,7	0,002	0,629	---
400,0	S	330	-4395	6217	1,60	-9,3	0,001	0,627	---
420,0	S	-607	-4981	6217	2,30	-1,7	0,000	0,625	---
440,0	S	-1662	-5567	6217	4,96	53,5	0,003	0,623	---
460,0	S	-2834	-6153	6217	8,09	140,6	0,007	0,620	---
480,0	S	-4123	-6739	6217	11,45	241,0	0,013	0,619	---
500,0	S	-5530	-7325	6217	15,08	352,0	0,018	0,617	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	0	1031	-1	0,00	0,0	0,000	0,619	1,237
16,7	S	-37	-449	-2	0,04	2,5	0,000	0,617	1,234
33,3	S	-150	-902	-5	0,17	10,0	0,001	0,616	1,231
50,0	S	-338	-2385	-6	0,39	22,6	0,002	0,614	1,228

TRAVE n. 6 FONDAZIONE Apert.Fess.Limite(NTC)= 0,20

Xsez	Ver	M	V	N	Sc	Sf	Ap.Fess.	Spost.	S_terr.
0,0	S	-338	2385	-6	0,39	22,6	0,002	0,614	1,228
16,7	S	-150	902	-5	0,17	10,0	0,001	0,616	1,231
33,3	S	-37	449	-2	0,04	2,5	0,000	0,617	1,234
50,0	S	0	-1031	-1	0,00	0,0	0,000	0,619	1,237

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE SISMICA DIR. +X (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se Vrcd/V o Vrwd/V <=1,00
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	40745	-22942	35858	116144	35175	0	0,65	0,596
20,0	S	36085	-23009	35483	59021	28490	0	0,81	0,649
40,0	S	31541	-22374	34734	59021	28490	0	0,79	0,701
60,0	S	27135	-21637	33985	59021	28490	0	0,76	0,751
80,0	S	22887	-20800	33237	59021	28490	0	0,73	0,801
100,0	S	18815	-19866	32490	59021	28490	0	0,70	0,849
120,0	S	14940	-18835	31743	59021	28490	0	0,66	0,897
140,0	S	11281	-17710	30996	59021	28490	0	0,62	0,944
160,0	S	7856	-16490	30250	59021	28490	0	0,58	0,991
180,0	S	4685	-15176	29504	59021	28490	0	0,53	1,038
200,0	S	1786	-13770	28758	59021	28490	0	0,48	1,084
220,0	S	-823	-12271	28013	-59021	28490	0	0,43	1,131
240,0	S	-3123	-10678	27268	-59021	28490	0	0,37	1,177
260,0	S	-5094	-8993	26524	-59021	28490	0	0,32	1,224
280,0	S	-6720	-7214	25780	-59021	28490	0	0,25	1,271
300,0	S	-7980	-5340	25037	-59021	28490	0	0,19	1,318
320,0	S	-8856	-3372	24293	-59021	28490	0	0,12	1,366
340,0	S	-9328	-1307	23550	-59021	28490	0	0,05	1,414
360,0	S	-9379	854	22808	-59021	28490	0	0,03	1,463
380,0	S	-8987	3112	22066	-59021	28490	0	0,11	1,512
400,0	S	-8134	5469	21324	-59021	28490	0	0,19	1,561
420,0	S	-6799	7925	20582	-59021	28490	0	0,28	1,611
440,0	S	-4964	10481	19841	-59021	28490	0	0,37	1,661
460,0	S	-2607	13138	19099	-59021	28490	0	0,46	1,712
480,0	S	292	15897	18359	59021	28490	0	0,56	1,762
500,0	S	3752	16943	17988	116144	35175	0	0,48	1,813

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-36068	30018	16472	-51785	113208	38170	0,79	0,437
19,6	S	-30379	27999	15864	-51691	113208	38170	0,73	0,466
39,2	S	-25080	26035	15273	-51596	113208	38170	0,68	0,499
58,8	S	-20162	24124	14701	-51502	24230	0	1,00	0,535
78,5	S	-15613	22258	14143	-51377	24230	0	0,92	0,573
98,1	S	-11427	20426	13596	-51283	24230	0	0,84	0,613
117,7	S	-7598	18626	13059	-51189	24230	0	0,77	0,653
137,3	S	-4118	16859	12533	-51095	24230	0	0,70	0,695
156,9	S	-981	15125	12018	-51000	24230	0	0,62	0,737
176,5	S	1818	13424	11513	33583	20717	0	0,65	0,779
196,2	S	4287	11756	11019	33475	20717	0	0,57	0,820
215,8	S	6432	10120	10536	33403	20717	0	0,49	0,862
235,4	S	8259	8517	10063	33295	20717	0	0,41	0,902
255,0	S	9776	6947	9601	33223	20717	0	0,34	0,942
274,6	S	10987	5410	9150	33114	20717	0	0,26	0,980
294,2	S	11900	3906	8709	33042	20717	0	0,19	1,017
313,8	S	12521	2434	8279	32933	20717	0	0,12	1,053
333,5	S	12857	995	7860	32862	20717	0	0,05	1,087
353,1	S	12914	-411	7451	32791	20717	0	0,02	1,120
372,7	S	12698	-1784	7053	32720	20717	0	0,09	1,151
392,3	S	12216	-3124	6666	32649	20717	0	0,15	1,181
411,9	S	11475	-4431	6289	32542	20717	0	0,21	1,210
431,5	S	10480	-5706	5923	32471	20717	0	0,28	1,237
451,2	S	9238	-6948	5568	32399	20717	0	0,34	1,263
470,8	S	7756	-8157	5223	32364	20717	0	0,39	1,288
490,4	S	6041	-9333	4889	32292	20717	0	0,45	1,312
510,0	S	4097	-10477	4566	32221	20717	0	0,51	1,336

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	1710	-11819	26472	53535	24230	0	0,49	0,427
19,6	S	-587	-11164	25864	-36364	20717	0	0,54	0,451
39,2	S	-2674	-10097	25274	-36255	20717	0	0,49	0,475
58,8	S	-4552	-9037	24701	-36146	20717	0	0,44	0,499
78,5	S	-6222	-7973	24143	-36037	20717	0	0,38	0,524
98,1	S	-7682	-6892	23596	-35927	20717	0	0,33	0,550
117,7	S	-8928	-5793	23059	-35818	20717	0	0,28	0,577
137,3	S	-9957	-4674	22533	-35711	20717	0	0,23	0,604
156,9	S	-10764	-3531	22018	-35603	20717	0	0,17	0,633
176,5	S	-11345	-2364	21513	-35531	20717	0	0,11	0,663
196,2	S	-11694	-1170	21019	-35423	20717	0	0,06	0,694
215,8	S	-11806	54	20536	-35315	20717	0	0,00	0,727
235,4	S	-11675	1311	20063	-35243	20717	0	0,06	0,761
255,0	S	-11294	2603	19601	-35134	20717	0	0,13	0,796
274,6	S	-10656	3932	19150	-35062	20717	0	0,19	0,833
294,2	S	-9753	5301	18709	-34990	20717	0	0,26	0,871
313,8	S	-8578	6713	18279	-34881	20717	0	0,32	0,909
333,5	S	-7122	8169	17860	-34809	20717	0	0,39	0,949
353,1	S	-5376	9671	17451	-34736	20717	0	0,47	0,990
372,7	S	-3330	11220	17053	-34663	20717	0	0,54	1,031
392,3	S	-976	12819	16666	-34591	20717	0	0,62	1,073
411,9	S	1697	14466	16289	51754	24230	0	0,60	1,115
431,5	S	4697	16163	15923	51691	24230	0	0,67	1,156
451,2	S	8035	17908	15568	51627	24230	0	0,74	1,198
470,8	S	11720	19700	15223	51596	24230	0	0,81	1,238
490,4	S	15762	21538	14889	51534	24230	0	0,89	1,277
510,0	S	20168	22128	14566	51471	24230	0	0,91	1,315

TRAVE n. 4 TRAVERSO

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	2050	2325	17412	31327	20717	0	0,11	---
20,0	S	2457	1739	17412	31327	20717	0	0,08	---
40,0	S	2746	1153	17412	31327	20717	0	0,06	---
60,0	S	2918	567	17412	31327	20717	0	0,03	---
80,0	S	2973	-19	17412	31327	20717	0	0,00	---
100,0	S	2910	-605	17412	31327	20717	0	0,03	---
120,0	S	2731	-1191	17412	31327	20717	0	0,06	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	2434	-1777	17412	31327	20717	0	0,09	---
160,0	S	2020	-2363	17412	31327	20717	0	0,11	---
180,0	S	1489	-2949	17412	31327	20717	0	0,14	---
200,0	S	840	-3535	17412	31327	20717	0	0,17	---
220,0	S	75	-4121	17412	31327	20717	0	0,20	---
240,0	S	-808	-4707	17412	-48876	24230	0	0,19	---
260,0	S	-1808	-5293	17412	-48876	24230	0	0,22	---
280,0	S	-2925	-5879	17412	-48876	24230	0	0,24	---
300,0	S	-4160	-6465	17412	-48876	24230	0	0,27	---
320,0	S	-5511	-7051	17412	-48876	24230	0	0,29	---
340,0	S	-6980	-7637	17412	-48876	24230	0	0,32	---
360,0	S	-8566	-8223	17412	-48876	24230	0	0,34	---
380,0	S	-10269	-8809	17412	-48876	24230	0	0,36	---
400,0	S	-12090	-9395	17412	-48876	24230	0	0,39	---
420,0	S	-14027	-9981	17412	-48876	24230	0	0,41	---
440,0	S	-16082	-10567	17412	-48876	24230	0	0,44	---
460,0	S	-18254	-11153	17412	-48876	24230	0	0,46	---
480,0	S	-20543	-11739	17412	-48876	24230	0	0,48	---
500,0	S	-22950	-12325	17412	-48876	24230	0	0,51	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	270	-312	-59021	28490	0	0,01	0,323
16,7	S	-164	-1931	-625	-59021	28490	0	0,07	0,369
33,3	S	-644	-3787	-1250	-59021	28490	0	0,13	0,414
50,0	S	-1426	-5950	-1562	-59021	28490	0	0,21	0,460

TRAVE n. 6 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	651	-863	1543	59021	28490	0	0,03	1,938
16,7	S	299	-1722	1234	59021	28490	0	0,06	1,980
33,3	S	78	-896	617	59021	28490	0	0,03	2,022
50,0	S	0	-1719	309	59021	28490	0	0,06	2,063

VERIFICHE SEZIONI PER COMBINAZIONE SISMICA DIR. -X (Stato Limite Ultimo)

M, V, N	Sforzi M[daNm], V [daN], N [daN] nella sezione di ascissa progressiva Xsez.[cm]
Mult	Momento ultimo resistente [daNm] nella sezione
Vrcd	Taglio resist. senza legature (§4.1.2.1.3.1 NTC) o taglio compressione res. con legature ex (4.1.19)NTC
Vrwd	Taglio resistente [daN] sviluppato dalle legature (§ 4.1.2.1.3.2 NTC)
Sic.V	Misura sicurezza a Taglio. La sezione è verificata se $Vrcd/V$ o $Vrwd/V \leq 1,00$
S_ter	Pressione normale di contatto col terreno [daN/cm ²]

TRAVE n. 1 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	3752	-16943	17988	116144	35175	0	0,48	1,813
20,0	S	292	-15897	18359	59021	28490	0	0,56	1,762
40,0	S	-2607	-13138	19099	-59021	28490	0	0,46	1,712
60,0	S	-4964	-10481	19841	-59021	28490	0	0,37	1,661
80,0	S	-6799	-7925	20582	-59021	28490	0	0,28	1,611
100,0	S	-8134	-5469	21324	-59021	28490	0	0,19	1,561
120,0	S	-8987	-3112	22066	-59021	28490	0	0,11	1,512
140,0	S	-9379	-854	22808	-59021	28490	0	0,03	1,463
160,0	S	-9328	1307	23550	-59021	28490	0	0,05	1,414
180,0	S	-8856	3372	24293	-59021	28490	0	0,12	1,366
200,0	S	-7980	5340	25037	-59021	28490	0	0,19	1,318
220,0	S	-6720	7214	25780	-59021	28490	0	0,25	1,271
240,0	S	-5094	8993	26524	-59021	28490	0	0,32	1,224
260,0	S	-3123	10678	27268	-59021	28490	0	0,37	1,177
280,0	S	-823	12271	28013	-59021	28490	0	0,43	1,131
300,0	S	1786	13770	28758	59021	28490	0	0,48	1,084
320,0	S	4685	15176	29504	59021	28490	0	0,53	1,038
340,0	S	7856	16490	30250	59021	28490	0	0,58	0,991
360,0	S	11281	17710	30996	59021	28490	0	0,62	0,944
380,0	S	14940	18835	31743	59021	28490	0	0,66	0,897
400,0	S	18815	19866	32490	59021	28490	0	0,70	0,849
420,0	S	22887	20800	33237	59021	28490	0	0,73	0,801
440,0	S	27135	21637	33985	59021	28490	0	0,76	0,751
460,0	S	31541	22374	34734	59021	28490	0	0,79	0,701
480,0	S	36085	23009	35483	59021	28490	0	0,81	0,649
500,0	S	40745	22942	35858	116144	35175	0	0,65	0,596

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

TRAVE n. 2 RITTO SIN

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-1710	11819	26472	-53535	24230	0	0,49	0,000
19,6	S	587	11164	25864	36364	20717	0	0,54	0,000
39,2	S	2674	10097	25274	36255	20717	0	0,49	0,000
58,8	S	4552	9037	24701	36146	20717	0	0,44	0,000
78,5	S	6222	7973	24143	36037	20717	0	0,38	0,000
98,1	S	7682	6892	23596	35927	20717	0	0,33	0,000
117,7	S	8928	5793	23059	35818	20717	0	0,28	0,000
137,3	S	9957	4674	22533	35711	20717	0	0,23	0,000
156,9	S	10764	3531	22018	35603	20717	0	0,17	0,000
176,5	S	11345	2364	21513	35531	20717	0	0,11	0,000
196,2	S	11694	1170	21019	35423	20717	0	0,06	0,000
215,8	S	11806	-54	20536	35315	20717	0	0,00	0,000
235,4	S	11675	-1311	20063	35243	20717	0	0,06	0,000
255,0	S	11294	-2603	19601	35134	20717	0	0,13	0,000
274,6	S	10656	-3932	19150	35062	20717	0	0,19	0,000
294,2	S	9753	-5301	18709	34990	20717	0	0,26	0,000
313,8	S	8578	-6713	18279	34881	20717	0	0,32	0,000
333,5	S	7122	-8169	17860	34809	20717	0	0,39	0,000
353,1	S	5376	-9671	17451	34736	20717	0	0,47	0,000
372,7	S	3330	-11220	17053	34663	20717	0	0,54	0,000
392,3	S	976	-12819	16666	34591	20717	0	0,62	0,000
411,9	S	-1697	-14466	16289	-51754	24230	0	0,60	0,000
431,5	S	-4697	-16163	15923	-51691	24230	0	0,67	0,000
451,2	S	-8035	-17908	15568	-51627	24230	0	0,74	0,000
470,8	S	-11720	-19700	15223	-51596	24230	0	0,81	0,000
490,4	S	-15762	-21538	14889	-51534	24230	0	0,89	0,000
510,0	S	-20168	-22128	14566	-51471	24230	0	0,91	0,000

TRAVE n. 3 RITTO DES

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	36068	-30018	16472	51785	113208	38170	0,79	0,000
19,6	S	30379	-27999	15864	51691	113208	38170	0,73	0,000
39,2	S	25080	-26035	15273	51596	113208	38170	0,68	0,000
58,8	S	20162	-24124	14701	51502	24230	0	1,00	0,000
78,5	S	15613	-22258	14143	51377	24230	0	0,92	0,000
98,1	S	11427	-20426	13596	51283	24230	0	0,84	0,000
117,7	S	7598	-18626	13059	51189	24230	0	0,77	0,000
137,3	S	4118	-16859	12533	51095	24230	0	0,70	0,000
156,9	S	981	-15125	12018	51000	24230	0	0,62	0,000
176,5	S	-1818	-13424	11513	-33583	20717	0	0,65	0,000
196,2	S	-4287	-11756	11019	-33475	20717	0	0,57	0,000
215,8	S	-6432	-10120	10536	-33403	20717	0	0,49	0,000
235,4	S	-8259	-8517	10063	-33295	20717	0	0,41	0,000
255,0	S	-9776	-6947	9601	-33223	20717	0	0,34	0,000
274,6	S	-10987	-5410	9150	-33114	20717	0	0,26	0,000
294,2	S	-11900	-3906	8709	-33042	20717	0	0,19	0,000
313,8	S	-12521	-2434	8279	-32933	20717	0	0,12	0,000
333,5	S	-12857	-995	7860	-32862	20717	0	0,05	0,000
353,1	S	-12914	411	7451	-32791	20717	0	0,02	0,000
372,7	S	-12698	1784	7053	-32720	20717	0	0,09	0,000
392,3	S	-12216	3124	6666	-32649	20717	0	0,15	0,000
411,9	S	-11475	4431	6289	-32542	20717	0	0,21	0,000
431,5	S	-10480	5706	5923	-32471	20717	0	0,28	0,000
451,2	S	-9238	6948	5568	-32399	20717	0	0,34	0,000
470,8	S	-7756	8157	5223	-32364	20717	0	0,39	0,000
490,4	S	-6041	9333	4889	-32292	20717	0	0,45	0,000
510,0	S	-4097	10477	4566	-32221	20717	0	0,51	0,000

TRAVE n. 4 TRAVERSO

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-22950	12325	17412	-48876	24230	0	0,51	---
20,0	S	-20543	11739	17412	-48876	24230	0	0,48	---
40,0	S	-18254	11153	17412	-48876	24230	0	0,46	---
60,0	S	-16082	10567	17412	-48876	24230	0	0,44	---
80,0	S	-14027	9981	17412	-48876	24230	0	0,41	---
100,0	S	-12090	9395	17412	-48876	24230	0	0,39	---
120,0	S	-10269	8809	17412	-48876	24230	0	0,36	---

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA LEOPARDI - ALLEGATO D: SCATOLARE 5.0 X 5.1 M

140,0	S	-8566	8223	17412	-48876	24230	0	0,34	---
160,0	S	-6980	7637	17412	-48876	24230	0	0,32	---
180,0	S	-5511	7051	17412	-48876	24230	0	0,29	---
200,0	S	-4160	6465	17412	-48876	24230	0	0,27	---
220,0	S	-2925	5879	17412	-48876	24230	0	0,24	---
240,0	S	-1808	5293	17412	-48876	24230	0	0,22	---
260,0	S	-808	4707	17412	-48876	24230	0	0,19	---
280,0	S	75	4121	17412	31327	20717	0	0,20	---
300,0	S	840	3535	17412	31327	20717	0	0,17	---
320,0	S	1489	2949	17412	31327	20717	0	0,14	---
340,0	S	2020	2363	17412	31327	20717	0	0,11	---
360,0	S	2434	1777	17412	31327	20717	0	0,09	---
380,0	S	2731	1191	17412	31327	20717	0	0,06	---
400,0	S	2910	605	17412	31327	20717	0	0,03	---
420,0	S	2973	19	17412	31327	20717	0	0,00	---
440,0	S	2918	-567	17412	31327	20717	0	0,03	---
460,0	S	2746	-1153	17412	31327	20717	0	0,06	---
480,0	S	2457	-1739	17412	31327	20717	0	0,08	---
500,0	S	2050	-2325	17412	31327	20717	0	0,11	---

TRAVE n. 5 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	0	1719	309	59021	28490	0	0,06	2,063
16,7	S	78	896	617	59021	28490	0	0,03	2,022
33,3	S	299	1722	1234	59021	28490	0	0,06	1,980
50,0	S	651	863	1543	59021	28490	0	0,03	1,938

TRAVE n. 6 FONDAZIONE

Xsez	Ver	M	V	N	Mult	Vrcd	Vrwd	Sic.V	S_terr.
0,0	S	-1426	5950	-1562	-59021	28490	0	0,21	0,460
16,7	S	-644	3787	-1250	-59021	28490	0	0,13	0,414
33,3	S	-164	1931	-625	-59021	28490	0	0,07	0,369
50,0	S	0	-270	-312	59021	28490	0	0,01	0,323