

**STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA**

---

Dott. Ing. Gaetano Vedda  
Via C. Terranova 47, 97019 Vittoria  
TEL. 328.6740720 – 0932864751  
E-Mail :gaetanovedda@yahoo.it

<b>COMUNE DI VITTORIA</b> <b>PROVINCIA DI RAGUSA</b>	
<b>UBICAZIONE SITO:</b> <b>SCUOLA MATERNA: B. BUOZZI - VITTORIA</b>	<i>Vittoria li</i>
<b>OGGETTO:</b> <b>Relazione di Calcolo Geotecnica</b>	<b>R02</b>
<b>Oggetto : PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO</b> <b>SCUOLA DELL'INFANZIA TERZO CIRCOLO DIDATTICO</b> <b>"PLESSO BRUNO BUOZZI" - VITTORIA</b>	
1	<b>IL TECNICO</b> <b>Dott. Ing. Gaetano Vedda</b>

## RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA

### INDICE

1. Premessa
2. Normative di riferimento
3. Descrizione delle opere e degli interventi
4. Descrizione del programma e delle indagini delle prove geotecniche
5. Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce
6. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni
  - 6.1 Verifiche di sicurezza
  - 6.2 Verifiche agli Stati limite Ultimi (SLU) ed approccio di progetto
7. Azioni di progetto e combinazioni delle azioni
  - 7.1 Azioni antropiche
  - 7.2 Azioni naturali
    - 7.2.1 Azione sismica
  - 7.3 Condizioni di carico
  - 7.4 Combinazioni di carico
    - 7.4.1 Combinazioni di carico sismiche
    - 7.4.2 Combinazioni di carico non sismiche
8. Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi
  - 8.1 Modelli per le verifiche agli SLU
    - 8.1.1 Modello per la verifica della capacità portante (SLU.GEO.A)

8.1.1.1 Carico limite in condizioni non sismiche

8.1.1.2 Carico limite in condizioni sismiche

9.1.2 Modello per la verifica di collasso per scorrimento sul piano di  
posa (SLU.GEO.B)

9. Risultati delle analisi

9.1 Verifica della capacità portante (SLU.GEO.A) e per scorrimento sul piano  
di posa (SLU.GEO.B)

9.2 Verifica a punzonamento dei plinti

9.3 Progetto e verifica della trave di fondazione

---

## 1. PREMESSA

La presente relazione, redatta ai sensi del DM 14.01.2008 ed in particolare a quanto previsto al punto C6.2.2.5, illustra i calcoli di verifica geotecnica eseguiti per l'immobile denominato Scuola Buozzi sito in nel comune di Vittoria [RG].

Il calcolo si basa su analisi statiche non lineari (*analisi push over*) condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali della fondazione vengono modellati in accordo alle più avanzate metodologie di analisi non-lineare descritte nei capitoli della relazione di calcolo delle strutture. In particolare le pareti portanti in muratura vengono modellate mediante un approccio per macro-elementi e l'utilizzo di un modello teorico innovativo. Per i dettagli si rimanda al cap. 6 "*Criteri di Modellazione*" della relazione di calcolo delle strutture e al "Documento di Validazione" scaricabile dal sito [www.3dmacro.it](http://www.3dmacro.it).

Tutte le verifiche geotecniche vengono eseguite con il metodo degli Stati Limite, quindi applicando un approccio di tipo prestazionale, in termini di resistenza per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU). In particolare le verifiche sismiche vengono eseguite valutando la capacità portante della fondazione, a partire dalle curve di capacità della sovra-struttura (*curve di push-over*) e dalla domanda sismica dedotta dagli spettri di normativa ai sensi del D.M. 14.01.2008. Tale procedura permette di determinare un parametro globale di sicurezza della struttura nei confronti dell'azione sismica per ciascuno stato limite considerato.

Sono state inoltre eseguite le verifiche a punzonamento dei plinti.

## **2. Normative di riferimento**

La normativa di riferimento adottata nella presente relazione è composta da:

- D.M. 14.01.2008 - Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 3. Descrizione delle opere e degli interventi

Si tratta di un edificio esistente con struttura portante in calcestruzzo armato. L'edificio presenta 2 elevazioni e dimensione in pianta di circa 0.00 m per 0.00 m. La struttura risulta isolata dato che non appare inserita all'interno di un aggregato di edifici.

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

#### Zona sismica

Regione	Localita'	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
Sicilia	Vittoria [RG]	36° 57' 0" N	14° 32' 0" E	0.16

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

#### Zona sismica

Regione	Localita'	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
Sicilia	Vittoria [RG]	36° 57' 0" N	14° 32' 0" E	0.16

#### Tipologia struttura

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Vita nominale	Cu	Periodo di riferimento
Opera ordinaria	III	50	1.50	75.00

#### Caratterizzazione suolo

Categoria suolo	Condizione topografica			
	Condizione	H <sub>pendio</sub>	H <sub>edificio</sub>	St
B	T1	-	-	1.00

## Smorzamento

$\xi$	$\mu$
%	
5.00	1.00

## 4. Descrizione del programma e delle indagini delle prove geotecniche

Per definire la stratigrafia dei terreni di sedime dell'opera e per acquisire i parametri fisico- meccanici dei terreni in esame è stata condotta sull'area interessata dall'intervento di progetto una campagna geognostica che ha permesso di raggiungere un adeguato livello di conoscenza del sito.

Si riporta di seguito la tabella con le stratigrafie del sito.

Spessore strato

Profondità in metri dal p.c.		Descrizione
da	a	
0	0,4	Asfalto, massetto stradale e materiale di riporto
0,4	3,2	Calcareniti e calciruditi sabbiose, di colore giallastro, poco cementate, localmente carotate come materiale sciolto.

**Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alla relazione geologica allegata alla presente.**



## 5. Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce

I litotipi individuati dalla campagna di indagine sono caratterizzati dai seguenti valori caratteristici dei parametri fisici e meccanici.

### Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Legenda:

$\gamma$  = peso specifico in condizioni naturali

$\gamma_{\text{eff}}$  = peso specifico efficace

$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{eff}} + \gamma_w$  = peso specifico in condizioni di saturazione

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  = peso specifico dell'acqua

Litotipo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{eff}}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{sat}}$ kN/m <sup>3</sup>
Terreno I	19	11	21

### Valori caratteristici dei parametri geotecnici per le verifiche agli SLU

Di seguito si riportano i parametri geotecnici adottati per le verifiche agli stati limite ultimi che descrivono il comportamento del terreno secondo il modello costitutivo di Mohr-Coulomb.

Legenda:

$c'$  = coesione drenata

$\phi_k$  = angolo di attrito interno

$c_{uk}$  = coesione non drenata

ND = parametro non definito

Litotipo	$c'_k$ kgf/cm <sup>2</sup>	$\phi_k$	$c_{uk}$ kgf/cm <sup>2</sup>
Terreno I	0.25	38.50	ND

## 6. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Nel presente capitolo vengono definiti gli stati limite ed i livelli prestazionali rispetto a cui sono eseguite le verifiche di sicurezza.

### 6.1 Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza sono eseguite coerentemente alle indicazioni di normativa. In particolare con riferimento alle fondazioni superficiali nastriformi la normativa italiana, di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m.i., prescrive le seguenti verifiche:

1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)
2. SLU di tipo geotecnico (SLU.GEO):
  3. Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU.GEO.A);
  4. Collasso per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B);
5. SLU di tipo strutturale (SLU.STR):
  6. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

### 6.2 Verifiche agli Stati limite Ulimi (SLU) ed approccio di progetto

Le verifiche agli Stati limite Ultimi consistono nel confrontare il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione  $E_d$  con il valore di progetto della resistenza del sistema  $R_d$ . Quest'ultima, quando viene attinta, determina l'attivazione di un meccanismo di collasso che puo' causare la crisi del sistema. La verifica è soddisfatta se accade:

$$E_d \leq R_d$$

Le verifiche agli SLU si distinguono in stati limite ultimi di tipo strutturale (SLU.STR) e di tipo geotecnico (SLU.GEO) (cfr. par. 6.4.2.1 D.M. 14.01.2008). Le verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale (SLU.STR) sono relative al raggiungimento della capacità, in termini di resistenza e/o duttilità, degli elementi strutturali. Tali verifiche vengono eseguite dal modulo principale del software 3DMacro. Per esse si rimanda alla relazione di calcolo strutturale. Le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (SLU.GEO) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione (SLU.GEO.A) e per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B).

Nello stato limite ultimo per raggiungimento del **carico limite della fondazione (SLU.GEO.A)**, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni

in fondazione. Nello stato limite ultimo **per scorrimento (SLU.GEO.B)**, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Con riferimento alle verifiche agli Stati limite Ultimi la normativa indica due approcci di verifica distinti ed alternativi (cfr. par. 6.2.3.1 del D.M.14.01.2008). Per ciascuno approccio la normativa definisce i coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni (A),  $\gamma_F$ , ai parametri geotecnici (M),  $\gamma_M$ , e alle resistenze di calcolo (R),  $\gamma_R$ :

- **Approccio 1:** Nel primo approccio di verifica sono previsti due diversi gruppi di combinazioni di carico: il primo gruppo di combinazioni associato ai coefficienti parziali di sicurezza (A1+M1+R1) è generalmente più severo nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre il secondo gruppo di combinazioni associato ai coefficienti parziali di sicurezza (A2+M2+R2) è generalmente più severo nei riguardi del dimensionamento geotecnico.
- **Approccio 2:** Nel secondo approccio di verifica è previsto un unico gruppo di combinazioni di carichi e di coefficienti parziali di sicurezza (A1+M1+R3), da adottare sia nelle verifiche agli stati limite ultimi strutturali che geotecnici.

Di seguito si riportano le tabelle relative ai coefficienti parziali di sicurezza definiti dal D.M. 14.01.2008

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_R$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel presente progetto le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi sono condotte secondo l'approccio uno.

Per entrambi gli stati limite ultimi le azioni di progetto sono ottenute mediante analisi statica non lineare condotte sul modello globale e con riferimento alle combinazioni di carico riportate nel successivo capitolo 8.

Le verifiche possono essere eseguite con riferimento ad uno strato omogeneo specifico (contenuto nella stratigrafia) ovvero ottenuto mediante un'opportuna tecnica di omogeneizzazione, applicata agli strati ricadenti nel volume significativo. Per volume significativo si intende la porzione di terreno sottostante il piano di posa fino ad una profondità pari alla larghezza della fondazione, che risulta coinvolta nel meccanismo di rottura. La tecnica di omogeneizzazione permette di valutare i valori di calcolo dei parametri geotecnici adottati nelle verifiche, eseguendo una media pesata dei parametri geotecnici ed adottando come peso lo spessore relativo a ciascuno strato.

$$X_d = \sum_i ( X_{d,i} \Delta h_i ) / \sum_i ( \Delta h_i )$$

dove

$X_d$  è il valore di calcolo omogeneizzato

$X_{d,i}$  è il valore di calcolo relativo allo strato *i-esimo* ricadente nel volume significativo

$\Delta h_i$  è lo spessore dello strato *i-esimo* ricadente nel volume significativo

I valori delle resistenze di progetto sono ottenuti secondo i modelli geotecnici meglio descritti nel successivo capitolo 8.

## 7. Azioni di progetto e combinazioni delle azioni

Nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche. Vengono definite le combinazioni delle azioni rispetto a cui vengono eseguite le verifiche agli stati limite.

### 7.1 Azioni antropiche

Tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

### 7.2 Azioni naturali

In questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: sisma, vento, neve, ecc.

#### 7.2.1 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati. Nell'ambito della metodologia di analisi non-lineare tali spettri consentono di determinare la domanda di spostamento. La tabella sottostante riporta le caratterizzazione sismica del sito di costruzione:

$T_r$  : tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;

$a_g$  : accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura;

$\eta$  : coefficiente legato allo smorzamento;

$S$  : coefficiente di suolo;

$T_B, T_C, T_D$  : periodi limite dei campi significativi dello spettro;

La tabella successiva riporta, per ciascun stato limite, le espressioni della componente orizzontale dello spettro di progetto elastico  $S_d(T)$ . La figura che segue riporta i grafici relativi agli spettri di progetto per ognuno degli stati limite considerati per la struttura in esame.

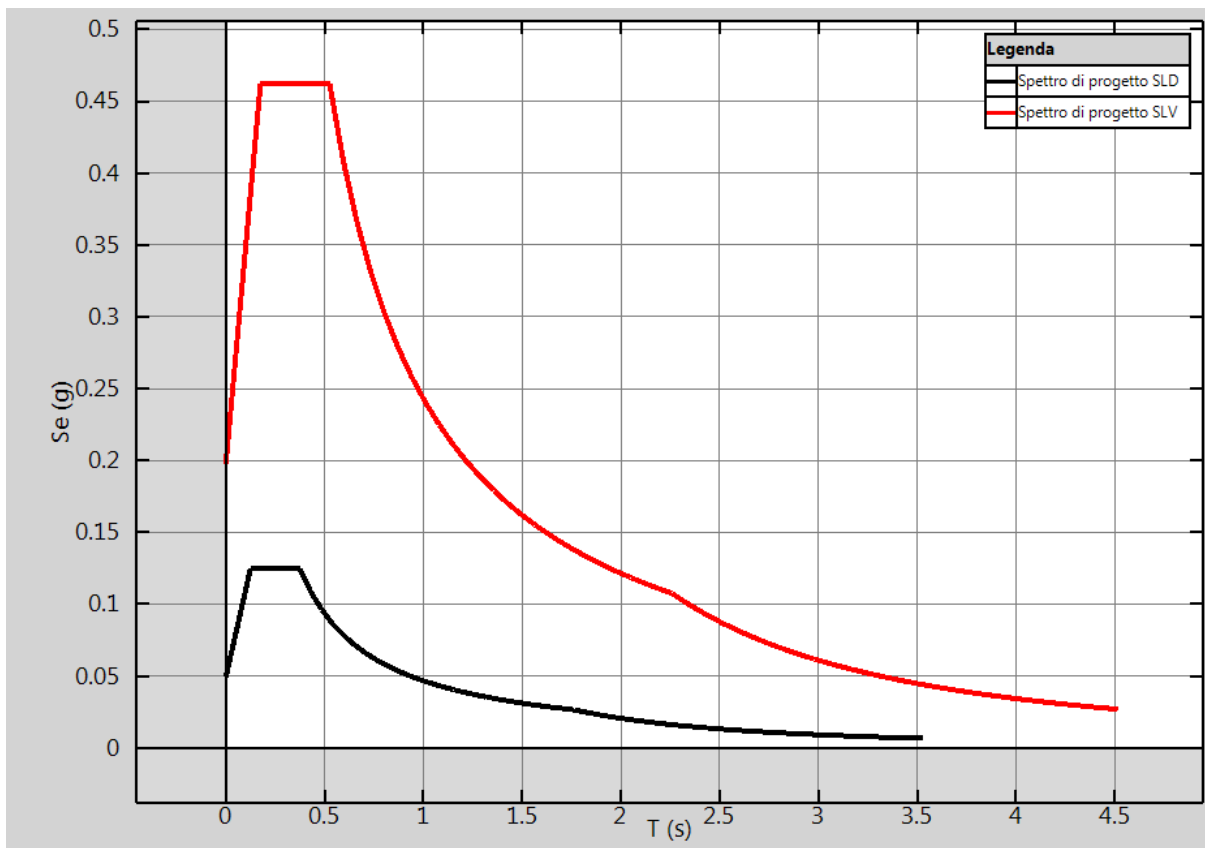
Tabella 5.1 Parametri spettrali di riferimento

Stato limite	T <sub>r</sub>	microzonazione			η	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
		a <sub>g</sub> /g	F <sub>0</sub> *	T <sub>C</sub> *					
				s			s	s	s
SLO	30.11	0.03	2.47	0.22	1.00	1.20	0.11	0.32	1.72
SLD	50.29	0.04	2.54	0.26	1.00	1.20	0.12	0.37	1.76
SLV	474.56	0.16	2.34	0.40	1.00	1.20	0.18	0.53	2.26
SLC	974.79	0.24	2.36	0.45	1.00	1.17	0.19	0.58	2.56

(\*) S= Ssuolo \* St (condizione topografica)

T < T <sub>B</sub>	T <sub>B</sub> < T < T <sub>C</sub>	T <sub>C</sub> < T < T <sub>D</sub>	T > T <sub>D</sub>
$S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_x} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_x} \right) \right]$	$S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$	$S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_d(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$

Spettri di progetto



Spettri di progetto adottati.

### 7.3 Condizioni di carico

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utili per la definizione di tutte le combinazioni di carico utilizzate nelle analisi.

#### Condizioni di carico

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Gravity	Peso proprio		X	
Permanenti Strutturali	Carico permanente strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali	Carico permanente non strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali CD	Carico non strutturale compiutamente definito		X	
Variabili	Carico variabile		X	X
Concentrati	Carico concentrato		X	
Vento	Vento		X	
Spinta delle terre			X	
Spostamenti			X	

### 7.4 Combinazioni di carico

#### 7.4.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica ( $E_d$ ), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili. I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti, ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche. Le verifiche sismiche agli stati limite ultimi geotecnici (SLU.GEO), riportate nei capitoli successivi, sono condotte utilizzando l'approccio uno.

Per quanto riguarda le combinazioni di carico sismiche è importante constatare che sono indipendenti dai coefficienti parziali di sicurezza delle azioni (A), e quindi dall'approccio utilizzato. Pertanto si farà riferimento alla stessa combinazione di carico, già utilizzata nelle verifiche strutturali, e di seguito riportata.

$$C_u = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \psi_2^{(j)}$$

Coefficienti di combinazione sismica

Categoria - Azione variabile	$\psi_{2, sis}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3



Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi sismiche eseguite.

#### Combinazioni di carico sismiche

#### 7.4.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU). Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo i seguenti gruppi di combinazioni di carico.

Nel primo approccio di verifica (Approccio 1) devono considerarsi due gruppi di combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi non sismiche (SLU) associati rispettivamente a distinti coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni (A), ai materiali (M), ed alle resistenze (R):

- Prima Combinazione Stati Limite Ultimi (SLU)

$$C_{1k} = \sum_{i=1}^{nG} G_i^{(A)} \cdot \gamma_G^{(A)} + Q_1^{(A)} \cdot \gamma_Q^{(A)} + \sum_{i=2}^{nQ} Q_i^{(A)} \cdot \gamma_Q^{(A)} \cdot \psi_0^{(A)}$$

dove

$\gamma_G^{(i)}$ ,  $\gamma_Q^{(i)}$  sono forniti dalla tabella 6.2.I del D.M. 14.01.2008 ed assumono i valori indicati nella colonna A1

$\psi_0^{(i)}$  sono i coefficienti di combinazione definiti nella tabella 2.5.I del D.M.14.01.08.

- Seconda Combinazione Stati Limite Ultimi (SLU.GEO)

$$C_u = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_1^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

dove

$\gamma_G^{(i)}$ ,  $\gamma_Q^{(i)}$  sono forniti dalla tabella 6.2.I del D.M. 14.01.2008 ed assumono i valori indicati nella colonna A2

$\psi_0^{(i)}$  sono i coefficienti di combinazione definiti nella tabella 2.5.I del D.M.14.01.08.

Nel secondo approccio di verifica (Approccio 2) è previsto un unico gruppo di combinazioni di carichi e di coefficienti parziali di sicurezza (A1+M1+R3), da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi non sismiche:

- Combinazione Stati Limite Ultimi (SLU)

$$C_u = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_1^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

dove

$\gamma_G^{(i)}$ ,  $\gamma_Q^{(i)}$  sono forniti dalla tabella 6.2.I del D.M. 14.01.2008 ed assumono i valori indicati nella colonna A1

$\psi_0^{(i)}$  sono i coefficienti di combinazione definiti nella tabella 2.5.I del D.M.14.01.08.

- Combinazione Stati Limite di Esercizio

*Combinazione rara*

$$C_f = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(0)} + Q_i^{(0)} + \sum_{i=2}^{M2} Q_i^{(0)} \cdot \psi_0^{(0)}$$

*Combinazione frequente*

$$C_f = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(0)} + Q_i^{(0)} \cdot \psi_1^{(0)} + \sum_{i=2}^{M2} Q_i^{(0)} \cdot \psi_2^{(0)}$$

*Combinazione quasi permanente*

$$C_p = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(0)} + \sum_{i=1}^{M2} Q_i^{(0)} \cdot \psi_2^{(0)}$$

dove :

$G_k$  : valore caratteristico dei carichi permanenti

$Q_k$  : valore caratteristico dei carichi variabili

$Q_k^{(1)}$  : carico variabile principale

I coefficienti  $\psi$  consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

$\psi_0$  : valore raro - P. superamento < 10%

$\psi_1$  : valore frequente - P. superamento > 10%

$\psi_2$  : quasi permanente - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

#### Coefficienti di combinazione carichi variabili

Categoria - Azione variabile	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso	0.7	0.5	0.3

> 30 kN)			
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq$ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi non sismiche eseguite.

### Combinazioni di carico non sismiche

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Vert (Combinazione sismica)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Rara (SLE - Rara)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Frequente (SLE - Frequente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Quasi Permanente (SLE - Quasi Permanente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
------------	----------------	------------	--------------------------	----------

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLU.GEO # 04-000 ()				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.30

## 8. Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi

### 8.1 Modelli per le verifiche agli SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi geotecnici (SLU.GEO) sono condotte mediante i classici metodi della geotecnica. Si distinguono per rottura da carico verticale (SLU.GEO.A) e rottura per scorrimento sul piano di posa della fondazione (SLU.GEO.B).

#### 8.1.1 Modelli per la verifica della capacità portante (SLU.GEO.A)

Coerentemente a quanto disposto dal D.M. 14.01.2008 la verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno puo' essere effettuata analiticamente (cfr. par. 6.2.3.1.2) valutando il carico limite,  $q_{lim}$ , ossia quel carico che determina uno dei possibili meccanismi di rottura. In letteratura è possibile distinguere tre tipi di rottura del terreno:

- Rottura generale;
- Rottura locale;
- Rottura per punzonamento.

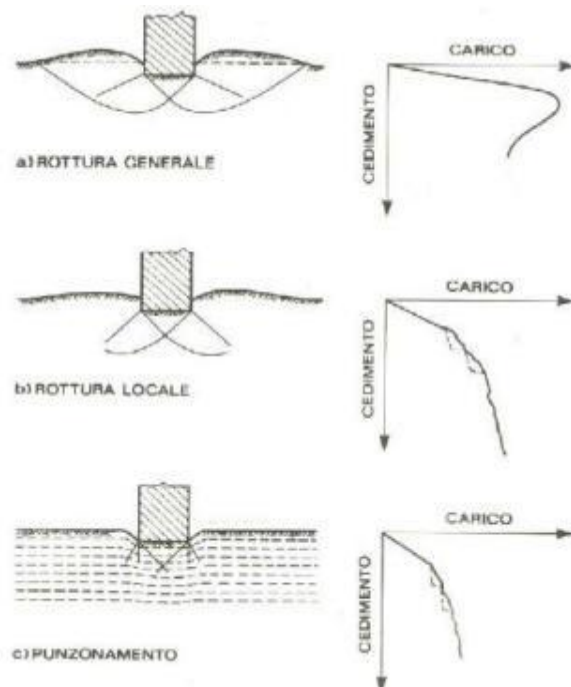


Fig. 9.1 - Meccanismi di rottura

La verifica della capacità portante del terreno di fondazione (SLU.GEO.A), viene eseguita confrontando l'azione sollecitante verticale  $E_d=N_{sd}$  trasmessa dalla fondazione al piano di sedime con la resistenza  $R_d=N_{Rd}=Q_{lim}/\gamma_R$ , dove  $Q_{lim} = q_{lim} * A$ , essendo  $q_{lim}$  il carico limite per unità di superficie ed  $A$  l'area di contatto tra la trave di fondazione ed il piano di sedime. La verifica è soddisfatta se accade che:

$$E_d \leq R_d$$

ossia se

$$FS = R_d / E_d \geq 1$$

### 8.1.1.1 Carico limite in condizioni non sismiche.

Con riferimento ad una fondazione nastriforme è possibile calcolare il carico limite per unità di superficie attraverso il metodo proposto da Brinch-Hansen (1970-74). La formula originariamente proposta è stata successivamente modificata da Vesic (1975) attraverso l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi che permettono di considerare il tipo di rottura del terreno.

- in condizioni drenate ed in assenza di falda

$$q_{im} = \frac{1}{2} \gamma B' N_y \alpha_y + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q \quad (9.1)$$

- in condizioni drenate ed in presenza di falda ad una profondità  $A$  dal piano di campagna

$$q_{im} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_y \alpha_y + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q \quad A \leq D \quad (9.2)$$

$$q_{im} = \frac{1}{2} [\gamma(A-D) + \gamma'(B'+D-A)] N_y \alpha_y + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q \quad D \leq A \leq D+B' \quad (9.3)$$

$$q_{im} = \frac{1}{2} \gamma B' N_y \alpha_y + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q \quad A > D+B' \quad (9.4)$$

- in condizioni non drenate ed in assenza di falda

$$q_{im} = \frac{1}{2} \gamma B' N_y s_y + c_u N_c \alpha_c + q \quad (9.5)$$

- in condizioni non drenate ed in presenza di falda ad una profondità  $A$  dal piano di campagna

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} + c_u N_c \alpha_c + q \quad A \leq D \quad (9.6)$$

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} [\gamma(A-D) + \gamma'(B'+D-A)] N_{\gamma} s_{\gamma} + c_u N_c \alpha_c + q \quad D \leq A \leq D+B' \quad (9.7)$$

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} + c_u N_c \alpha_c + q \quad A > D+B' \quad (9.8)$$

in cui

$N_{\gamma}, N_c, N_q$  sono i fattori di capacità portante dovuti a Vesic (1975) e a Prandtl (1921);

$q$ , è la pressione totale litostatica agente alla profondità del piano di posa;

$\gamma$  il peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;

$\gamma'$  il peso specifico efficace del terreno sotto il piano di fondazione;

$c'$  la coesione in condizioni drenate del terreno sotto il piano di fondazione;

$\phi'$  l'angolo di attrito interno in condizioni drenate del terreno sotto il piano di fondazione;

$c_u$  la coesione in condizioni non drenate del terreno sotto il piano di fondazione;

$(\alpha_{\gamma}, \alpha_c, \alpha_q)$  sono i fattori correttivi del carico limite.

I fattori correttivi del carico limite sono rispettivamente pari al prodotto dei fattori

correttivi dovuti all'inclinazione del carico  $(i_{\gamma}, i_c, i_q)$ , alla forma della

fondazione  $(s_{\gamma}, s_c, s_q)$ , all'affondamento  $(d_{\gamma}, d_c, d_q)$ , all'inclinazione del piano di

fondazione  $(b_{\gamma}, b_c, b_q)$ , all'inclinazione del piano di campagna  $(g_{\gamma}, g_c, g_q)$ , al

punzonamento  $(p_{\gamma}, p_c, p_q)$ , al sisma  $(z_{\gamma}, z_c, z_q)$ :

$$\alpha_{\gamma} = i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot z_{\gamma} \cdot p_{\gamma}$$

$$\alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c \cdot p_c$$

$$\alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q \cdot p_q$$

### Correzione dovuta all'eccentricità del carico



Se la risultante dei carichi applicati alla fondazione non passa per il baricentro O dell'area di impronta della fondazione stessa, ma per un punto E con eccentricità  $e_B$  ed  $e_L$  rispetto al baricentro, si tiene conto di tale eccentricità considerando una fondazione di dimensioni ridotte:

$$B' = B - 2e_B; \quad L' = L - 2e_L$$

dove:

$$e_B = M_L/N; \quad e_L = M_B/N$$

### I fattori di capacità portante in condizioni non sismiche sono forniti

- in condizioni drenate

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

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

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} K_p$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi'/2)$$

- in condizioni non drenate

$$N_y = -2 \sin \beta$$

$$N_c = 2 + \pi$$

### I fattori correttivi del carico limite dovuti all'inclinazione del carico sono (Vesic, 1970):

- in condizioni drenate

$$i_y = \left( 1 - \frac{V}{N + B' L' c' \cot \varphi'} \right)^{m+1} \geq 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \geq 0$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{V}{N + B' L' c' \tan \varphi'} \right)^m \geq 0$$

- in condizioni non drenate

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot V}{B' L' c_u N_c} \geq 0$$

dove

$$m = m_L \cos^2 \theta_0 + m_B \sin^2 \theta_0$$

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

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

$$V^2 = V_L^2 + V_B^2$$

$$\theta_0 = \arctan \frac{V_B}{V_L}$$

**I fattori correttivi del carico limite dovuti alla forma della fondazione sono:**

- in condizioni drenate (De Beer, 1967):

$$s_y = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$$

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

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$$

- in condizioni non drenate (Vesic, 1970)

$$s_y = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

**I fattori correttivi del carico limite dovuti alla profondità della fondazione  $D$  sono:**

- in condizioni drenate

$$d_y = 1$$

$$d_c = d_q \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{B} & \text{se } D \leq B \\ 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctan \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

- in condizioni non drenate (Brinch-Hansen, 1970)

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

**I fattori correttivi del carico limite dovuti all'inclinazione  $\acute{\alpha}$  del piano di posa sono:**

- in condizioni drenate

$$b_y = b_q$$

$$b_c = b_q \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

- in condizioni non drenate

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{2 + \pi}$$

**I fattori correttivi dovuti all'inclinazione  $\hat{\alpha}$  del piano di campagna sono:**

- in condizioni drenate

$$g_y = g_q / \cos \beta$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cos \beta$$

$$g_c = g_q \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

- in condizioni non drenate

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{2 + \pi}$$

### I fattori correttivi dovuti al tipo di rottura (generale o per punzonamento)

Vesic (1975) ha studiato in via approssimativa il fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta, assimilando il terreno ad un mezzo elastico-perfettamente plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica indefinita. Il fenomeno risulta essere retto dall'indice di rigidezza

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \tan \varphi}$$

dove  $G$  è il modulo di elasticità tangenziale del terreno e  $\sigma$  la tensione normale media che si registra ad una profondità pari a  $z = D + B/2$  dal piano di campagna,  $D$  è l'affondamento del piano di fondazione rispetto a quello di campagna e  $B$  è la larghezza della fondazione. Nel caso in cui la stratigrafia sia costituita da due tipi di terreni il primo, di peso specifico  $\gamma_1$ , posto al di sopra del piano di fondazione ed il secondo, di peso specifico  $\gamma_2$ , posto al di sotto dello stesso piano di fondazione, la tensione media  $\sigma$  risulta:

$$\sigma(D + B/2) = \gamma_1 D + \gamma_2 B/2 + N/(BL)$$

Vesic propone una correzione della formula trinomia per il calcolo del carico limite in funzione del valore assunto dall'indice di rigidezza. Nel caso in cui  $I_r > I_{r,crit}$  dove  $I_{r,crit}$  è l'indice di rigidezza critico della fondazione

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

la rottura sarà di tipo generale per cui non è necessario effettuare alcuna correzione. Viceversa la rottura non sarà di tipo generale, Vesic fornisce allora i seguenti fattori correttivi:

- in condizioni drenate

$$p_y = p_q$$

$$p_c = p_q - \frac{1 - p_q}{N_q \tan \varphi}$$

$$p_q = \exp \left\{ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \varphi + \frac{3.07 \sin \varphi \log I_r}{1 + \sin \varphi} \right\}$$

- in condizioni non drenate

$$p_y = 1$$

$$p_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log I_r$$

$$p_q = 1$$

### 8.1.1.2 Carico limite in condizioni sismiche.

Le NTC 2008 stabiliscono al par. 7.11.5 i criteri da adottare per le verifiche sismiche delle fondazioni superficiali. In particolare il par. C7.11.5 della circolare 02.02.2009, con riferimento alle verifiche della capacità portante, afferma che l'azione del sisma produce accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'ambito dei metodi di analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante i coefficienti sismici  $k_{hk}$  associato all'effetto cinematico e  $k_{hi}$  associato all'effetto inerziale, che vengono assunti pari a:

$$k_{hi} = \frac{V}{N} \qquad k_{hk} = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

in cui

$\hat{a}_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (cfr. tab 7.11.I);

$a_{\max} = a_g S = a_g S_S S_T$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

Di seguito si riporta la tabella 7.11.1 del DM 14.01.2008

**Tabella 7.11.1** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_s(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_s(g) < 0,2$	0,27	0,24
$a_s(g) < 0,1$	0,20	0,20

La circolare 02.02.2009 afferma inoltre:

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $k_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $k_{hk}$ ; il fattore viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale,  $e_{\gamma i}$ , sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico  $e_{\gamma k}$ .

Il carico limite in condizioni sismiche drenate è calcolato utilizzando il primo metodo di Paolucci e Pecker (1997). I metodi proposti da Paolucci e Pecker (1997) sono basati sull'approccio cinematico della “yield design theory”, considerando l'eccitazione sismica applicata staticamente (approccio quasi-statico). In particolare il primo metodo prevede la valutazione dei fattori di capacità portante sismici  $N_{qe}$ ,  $N_{ce}$ ,  $N_{\gamma e}$  ottenuti da quelli statici  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  (cfr. par. 9.1.1.1) attraverso i fattori correttivi  $z_q = N_{qe} / N_{qs}$ ,  $z_c = N_{ce} / N_{cs}$ ,  $z_\gamma = N_{\gamma e} / N_{\gamma s}$ . Le espressioni di tali fattori correttivi sono:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_h$$

dove

$$k_h = k_{hk} = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

E' importante notare che i metodi di Paolucci e Pecker (1997) sono validi fino a che viene rispettata la disuguaglianza

$$k_h \leq \tan \varphi$$

dopodiché il coefficiente legato alla inerzia del terreno perde significato.

Il carico limite in condizioni sismiche drenate è calcolato utilizzando il secondo metodo di Paolucci e Pecker (1997). I metodi proposti da Paolucci e Pecker (1997) sono basati sull'approccio cinematico della "yield design theory", considerando l'eccitazione sismica applicata staticamente (approccio quasi-statico). Il secondo metodo consiste in una formulazione empirica valida per i terreni privi di coesione che approssima i risultati di un approccio cinematico tenendo in conto sia l'eccentricità del carico che il contributo dell'inerzia del suolo. Questo approccio si basa sulla ricerca di tre moltiplicatori, funzione della forza orizzontale, della eccentricità del carico e della inerzia del terreno che, valutati come si vedrà di seguito e moltiplicati alla capacità portante limite in condizioni statiche, forniscono la valutazione della stessa in condizioni sismiche. La formula proposta per il calcolo del carico limite si scrive:

$$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s}$$

dove:

$$v_h = \left(1 - \frac{V}{0.85N}\right) \text{ che risulta funzione della forza orizzontale } V$$

$$v_e = \left(1 - \frac{e}{0.50B}\right) \text{ che risulta funzione dell'eccentricità del carico verticale}$$

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right) \text{ che risulta funzione dell'inerzia del terreno}$$

$$k_h = k_{hk} = \beta_s \frac{a_{max}}{g} \text{ coefficiente sismico cinematico}$$

Ricordando che:

$$q_{lim,s} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B' N_\gamma \alpha_\gamma + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q$$

L'espressione equivale a porre:

$$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B' N_\gamma \alpha_\gamma z_\gamma + c' N_c \alpha_c z_c + q N_q \alpha_q z_q$$

dove

$$z_q = z_\gamma = z_c = v_h \cdot v_e \cdot v_i$$

E' importante notare che i metodi di Paolucci e Pecker (1997) sono validi fino a che viene rispettata la disuguaglianza

$$k_h \leq \tan \varphi$$

dopodiché il coefficiente legato alla inerzia del terreno perde significato fisico.

Il carico limite in condizioni sismiche drenate è calcolato utilizzando il metodo di Cascone, Carfi', Maugeri e Motta (2004). Gli autori hanno ottenuto, attraverso il metodo delle caratteristiche, un'espressione analitica per il calcolo del carico limite. In particolare gli autori suggeriscono di valutare il fattore correttivo  $z_\gamma$  del fattore di capacità portante  $N_\gamma$  come prodotto del fattore  $e_{\gamma k}$  associato alla distribuzione delle forze di inerzia nella massa di terreno coinvolta nel meccanismo di rottura (effetto cinematico) e del fattore  $e_{\gamma i}$  associato alla distribuzione delle forze di inerzia nella struttura (effetto inerziale) ipotizzando che  $\gamma \neq 0$  e  $c' = 0$  ed assumendo che il terreno non sia soggetto ad un carico di superficie ai lati della fondazione:  $q = 0$ . Sotto queste ipotesi gli autori hanno proposto la seguente formula per il calcolo del fattore di capacità portante in condizioni sismiche  $N_{\gamma E}$

$$N_{\gamma E} = N_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

in cui



$N_\gamma$  è il fattore di capacità portante in condizioni non sismiche,  
 $e_{\gamma k}$  e  $e_{\gamma i}$  sono i fattori correttivi associati rispettivamente all'effetto cinematico e all'effetto inerziale

$$e_{\gamma k} = (1 - K_{hk} / \tan \varphi)^{0.45}$$

$$e_{\gamma i} = (1 - 0.7 \cdot K_{hi})^5$$

essendo

$\varphi$  l'angolo di attrito interno

$K_{hi}$  il coefficiente sismico associato all'effetto inerziale

$K_{hk}$  il coefficiente sismico associato all'effetto cinematico

Il metodo di Cascone et al (2004) è valido fino a che viene rispettata la disuguaglianza

$$k_{hk} \leq \tan \varphi$$

dopodiché il fattore riduttivo associato all'effetto cinematico  $e_{\gamma k}$  perde significato fisico. Inoltre deve risultare soddisfatta la condizione

$$k_{hi} = V / N \leq 1 / 0.7 \approx 1.428$$

dopodiché il fattore riduttivo associato all'effetto inerziale  $e_{\gamma i}$  perde significato fisico.

Il carico limite si ottiene attraverso le formule (9.1)-(9.4) (cfr par. 9.1.1.1), sostituendo al fattore di capacità portante  $N_\gamma$  in condizioni statiche il valore del corrispondente fattore in condizioni sismiche  $N_{\gamma E}$ . Il fattore correttivo della capacità portante  $z_\gamma$  si ottiene come prodotto dei fattori

$$z_\gamma = e_{\gamma k} e_{\gamma i}$$

Pertanto risulta:

$$N_{\gamma E} = z_\gamma N_\gamma$$

I restanti fattori correttivi risultano  $z_c = z_q = 1$

### 8.1.2 Modello per la verifica di collasso per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B)

La verifica di collasso per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B), viene eseguita confrontando l'azione sollecitante orizzontale  $E_d=V_{sd}$  trasmessa dalla fondazione al terreno sottostante con la resistenza di calcolo  $R_d$ . Quest'ultima risulta pari al rapporto tra la resistenza allo scorrimento  $V_{Rd}$  ed il fattore parziale di sicurezza  $\gamma_R$  (Tab. 6.4.I del DM 14.01.2008). La resistenza allo scorrimento  $V_{Rd}$  viene calcolata secondo un modello resistivo basato sul legame alla Mohr-Coulomb. Nelle verifiche per scorrimento è possibile considerare l'influenza del momento flettente trasmesso dalla parete in elevazione che determina una parzializzazione della superficie di contatto con il terreno di fondazione. Tale momento flettente si traduce in un'eccentricità del carico verticale trasmesso dalla fondazione al terreno sottostante.

Si definisce  $\tau_{lim}$  la massima tensione tangenziale associata all'attrito statico tra la fondazione ed il terreno sottostante durante un meccanismo di scorrimento. Quest'ultima è fornita dal modello alla Mohr-Coulomb secondo la relazione

$$\tau_{lim} = c_\delta - \sigma \tan \delta$$

in cui  $\sigma$  la tensione di contatto e risulta positiva se di compressione. Poiché lo scorrimento avviene tra terreno e terreno è lecito assumere  $c_\delta=c'$  e  $\delta=\phi'$  nel caso di verifica in condizioni drenate ovvero  $c_\delta=c'$  e  $\delta=0$  nel caso di verifica in condizioni non drenate. La resistenza allo scorrimento  $V_{Rd}$  è valutabile come:

$$V_{Rd} = \int_A \tau_{lim} dA$$

essendo  $A$  l'area di contatto. La soluzione dell'integrale fornisce la seguente espressione per il calcolo della resistenza allo scorrimento  $V_{Rd}$

$$V_{Rd} = c_\delta A - N_{zd} \tan \delta$$

dove  $N$  è la componente verticale della forza trasmessa dalla fondazione al terreno sottostante ed  $A$  l'area di contatto efficace. Quest'ultima risulta funzione dell'eccentricità di carico:

$$A = \begin{cases} BL & \text{se } |e_B| \leq B/6 \text{ e } |e_L| \leq L/6 \\ 3u_B L & \text{se } |e_B| > B/6 \text{ e } e_L = 0, \text{ dove } u_B = B/2 - |e_B| \\ 3u_L B & \text{se } e_B = 0 \text{ e } |e_L| > L/6, \text{ dove } u_L = L/2 - |e_L| \end{cases}$$

La verifica di collasso per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B), è soddisfatta se accade che:

$$E_d \leq R_d$$

ossia se

$$FS = R_d / E_d \geq 1$$

dove  $R_d = V_{Rd} / \gamma_R$

## **9. Risultati delle analisi**

Nel presente capitolo si riportano i risultati delle verifiche geotecniche condotte per la struttura in esame.

### **9.1 Verifica della capacità portante (SLU.GEO.A) e per scorrimento sul piano di posa (SLU.GEO.B)**

Nel presente paragrafo si riportano sinteticamente le verifiche agli stati limite ultimi relative alla capacità portante del complesso terreno-fondazione (SLU.GEO.A). Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda al par. 9.1.1 ed ai tabulati allegati alla relazione geotecnica.

#### **Parametri geometrici**

Base B: 0.6 m

Lunghezza L: 1 m

Profondità Z: 0.9 m

Profondità falda z w: 100 m

Inclinazione piano di posa  $\epsilon$ : 0 °

Inclinazione scarpata  $\beta$ : 0 °

Carico litostatico  $q = 17100 \text{ N/mq}$

## Coefficienti di carico limite

Coefficiente	Nq	Nc	N $\gamma$
Carico limite:	36.81	49.65	54.54
Forma:	1.36	1.37	0.8
inclinaz. carico:	1	1	1
inclinaz. piano di posa:	1	1	1
inclinaz. piano campagna:	1	1	1
punzonamento:	1	1	1
inerzia terreno:	1	1	1
<b>prodotto dei coefficienti:</b>	<b>50.08</b>	<b>68.05</b>	<b>43.63</b>

## Carico limite in condizioni drenate e tensioni totali

$$Q_{lim} = N_q \cdot q + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot B^1 / 2 = 1270.87 \text{ kN/mq}$$

$$Q_{lim,d} = Q_{lim} / \gamma_R = 552.55 \text{ kN/mq}$$

Nella stessa tabella sono riportate sinteticamente le verifiche agli stati limite ultimi relative alla collasso per scorrimento sul piano di posa della fondazione (SLU.GEO.B). Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda ai tabulati di output allegati.

Le verifiche sono state condotte per travate.

Legenda:

Analisi = nome dell'analisi considerata

Parete = numero identificativo della parete

$q_v$  = azione di progetto, valore di calcolo della sollecitazione verticale

$q_{lim}$  = resistenza di progetto, resistenza allo SLU per carico verticale limite

FS = coefficiente di sicurezza =  $q_v / q_{lim}$

$\tau$  = azione di progetto, valore di calcolo della sollecitazione orizzontale

$\tau_{lim}$  = resistenza di progetto, resistenza allo SLU per carico orizzontale limite

FS = coefficiente di sicurezza =  $q_v / q_{lim}$

Verifica = risultato della verifica

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Vert	1	0.143	5.526	38.66	OK	0.001	0.332	519.47	OK
Vert	2	1.080	5.526	5.12	OK	0.003	0.873	296.13	OK
Vert	3	0.154	5.526	35.91	OK	0.004	0.339	83.42	OK
Vert	4	1.360	5.526	4.06	OK	0.009	1.035	112.79	OK
Vert	5	1.353	5.526	4.08	OK	0.001	1.031	1195.10	OK
Vert	6	1.523	5.526	3.63	OK	0.000	1.129	2581.20	OK
Vert	7	1.737	5.526	3.18	OK	0.015	1.252	80.84	OK
Vert	8	2.297	5.526	2.41	OK	0.011	1.575	137.87	OK
Vert	9	2.107	5.526	2.62	OK	0.016	1.466	89.11	OK
Vert	10	1.784	5.526	3.10	OK	0.006	1.279	221.72	OK
Vert	11	1.513	5.526	3.65	OK	0.000	1.123	4059.68	OK
SLE_rara	1	0.164	5.526	33.64	OK	0.001	0.345	354.68	OK
SLE_rara	2	1.196	5.526	4.62	OK	0.003	0.940	302.42	OK
SLE_rara	3	0.179	5.526	30.82	OK	0.005	0.353	71.44	OK
SLE_rara	4	1.526	5.526	3.62	OK	0.012	1.130	93.61	OK
SLE_rara	5	1.510	5.526	3.66	OK	0.001	1.121	922.39	OK
SLE_rara	6	1.688	5.526	3.27	OK	0.001	1.224	2304.26	OK
SLE_rara	7	1.939	5.526	2.85	OK	0.017	1.369	82.62	OK
SLE_rara	8	2.580	5.526	2.14	OK	0.013	1.739	134.06	OK
SLE_rara	9	2.399	5.526	2.30	OK	0.017	1.634	93.57	OK
SLE_rara	10	2.020	5.526	2.74	OK	0.006	1.415	225.62	OK
SLE_rara	11	1.730	5.526	3.19	OK	0.001	1.248	2027.72	OK
SLE_frequente	1	0.148	5.526	37.36	OK	0.001	0.335	507.73	OK
SLE_frequente	2	1.105	5.526	5.00	OK	0.003	0.888	296.28	OK
SLE_frequente	3	0.160	5.526	34.61	OK	0.004	0.342	80.08	OK
SLE_frequente	4	1.397	5.526	3.96	OK	0.010	1.056	106.88	OK
SLE_frequente	5	1.387	5.526	3.98	OK	0.001	1.050	1128.52	OK
SLE_frequente	6	1.559	5.526	3.54	OK	0.000	1.150	2555.35	OK
SLE_frequente	7	1.782	5.526	3.10	OK	0.016	1.278	81.22	OK
SLE_frequente	8	2.360	5.526	2.34	OK	0.012	1.612	135.70	OK
SLE_frequente	9	2.172	5.526	2.54	OK	0.017	1.503	89.79	OK
SLE_frequente	10	1.837	5.526	3.01	OK	0.006	1.310	220.57	OK
SLE_frequente	11	1.560	5.526	3.54	OK	0.000	1.150	3274.80	OK
SLE_quasi_permanente	1	0.143	5.526	38.66	OK	0.001	0.332	519.47	OK
SLE_quasi_permanente	2	1.080	5.526	5.12	OK	0.003	0.873	296.13	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
SLE_quasi_permanente	3	0.154	5.526	35.91	OK	0.004	0.339	83.42	OK
SLE_quasi_permanente	4	1.360	5.526	4.06	OK	0.009	1.035	112.79	OK
SLE_quasi_permanente	5	1.353	5.526	4.08	OK	0.001	1.031	1195.10	OK
SLE_quasi_permanente	6	1.523	5.526	3.63	OK	0.000	1.129	2581.20	OK
SLE_quasi_permanente	7	1.737	5.526	3.18	OK	0.015	1.252	80.84	OK
SLE_quasi_permanente	8	2.297	5.526	2.41	OK	0.011	1.575	137.87	OK
SLE_quasi_permanente	9	2.107	5.526	2.62	OK	0.016	1.466	89.11	OK
SLE_quasi_permanente	10	1.784	5.526	3.10	OK	0.006	1.279	221.72	OK
SLE_quasi_permanente	11	1.513	5.526	3.65	OK	0.000	1.123	4059.68	OK
SLU	1	0.223	5.526	24.77	OK	0.002	0.379	220.36	OK
SLU	2	1.597	5.526	3.46	OK	0.005	1.171	251.64	OK
SLU	3	0.241	5.526	22.94	OK	0.007	0.389	56.88	OK
SLU	4	2.057	5.526	2.69	OK	0.017	1.437	86.18	OK
SLU	5	2.018	5.526	2.74	OK	0.002	1.414	907.08	OK
SLU	6	2.258	5.526	2.45	OK	0.001	1.553	2317.73	OK
SLU	7	2.599	5.526	2.13	OK	0.022	1.750	80.53	OK
SLU	8	3.462	5.526	1.60	OK	0.017	2.247	133.00	OK
SLU	9	3.233	5.526	1.71	OK	0.022	2.115	94.92	OK
SLU	10	2.713	5.526	2.04	OK	0.008	1.815	229.44	OK
SLU	11	2.330	5.526	2.37	OK	0.000	1.594	3535.81	OK
SLU_GEO	1	0.177	5.526	31.19	OK	0.001	0.352	297.53	OK
SLU_GEO	2	1.263	5.526	4.37	OK	0.003	0.979	300.31	OK
SLU_GEO	3	0.194	5.526	28.48	OK	0.006	0.362	65.78	OK
SLU_GEO	4	1.637	5.526	3.38	OK	0.014	1.194	86.04	OK
SLU_GEO	5	1.594	5.526	3.47	OK	0.001	1.169	844.06	OK
SLU_GEO	6	1.784	5.526	3.10	OK	0.001	1.279	2280.02	OK
SLU_GEO	7	2.060	5.526	2.68	OK	0.017	1.439	83.05	OK
SLU_GEO	8	2.743	5.526	2.01	OK	0.014	1.833	133.06	OK
SLU_GEO	9	2.582	5.526	2.14	OK	0.018	1.740	95.04	OK
SLU_GEO	10	2.156	5.526	2.56	OK	0.007	1.494	227.18	OK
SLU_GEO	11	1.851	5.526	2.98	OK	0.001	1.318	1850.95	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	1	0.000	5.526	Inf	OK	0.107	0.250	2.33	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	2	1.141	5.526	4.84	OK	0.356	0.908	2.55	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	3	0.238	5.526	23.26	OK	0.140	0.387	2.77	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover +X Massa + e (SLD)	4	1.348	5.526	4.10	OK	0.495	1.028	2.08	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	5	1.372	5.526	4.03	OK	0.617	1.042	1.69	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	6	1.497	5.526	3.69	OK	0.630	1.114	1.77	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	7	1.445	5.526	3.82	OK	0.189	1.084	5.74	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	8	2.797	5.526	1.98	OK	0.275	1.864	6.77	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	9	2.846	5.526	1.94	OK	0.490	1.892	3.86	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	10	1.979	5.526	2.79	OK	0.745	1.392	1.87	OK
Pushover +X Massa + e (SLD)	11	1.489	5.526	3.71	OK	1.013	1.109	1.10	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	1	0.102	5.526	54.27	OK	0.113	0.309	2.72	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	2	1.393	5.526	3.97	OK	0.724	1.054	1.46	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	3	0.252	5.526	21.91	OK	0.193	0.396	2.04	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	4	1.168	5.526	4.73	OK	0.560	0.924	1.65	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	5	1.346	5.526	4.11	OK	0.771	1.026	1.33	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	6	1.501	5.526	3.68	OK	0.792	1.116	1.41	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	7	1.592	5.526	3.47	OK	0.398	1.169	2.94	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	8	2.855	5.526	1.94	OK	0.446	1.897	4.25	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	9	2.611	5.526	2.12	OK	0.592	1.757	2.97	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	10	2.052	5.526	2.69	OK	0.935	1.434	1.53	OK
Pushover +X Massa + e (SLV)	11	1.598	5.526	3.46	OK	1.228	1.230	1.01	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	1	0.015	5.526	377.36	OK	0.107	0.258	2.42	OK
Pushover -X Massa + e	2	1.165	5.526	4.74	OK	0.464	0.922	1.99	OK



Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLD)									
Pushover -X Massa + e (SLD)	3	0.234	5.526	23.59	OK	0.188	0.385	2.05	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	4	1.179	5.526	4.69	OK	0.568	0.930	1.64	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	5	1.359	5.526	4.07	OK	0.694	1.034	1.49	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	6	1.494	5.526	3.70	OK	0.721	1.112	1.54	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	7	1.631	5.526	3.39	OK	0.386	1.191	3.08	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	8	2.787	5.526	1.98	OK	0.419	1.858	4.44	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	9	2.631	5.526	2.10	OK	0.577	1.768	3.06	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	10	1.999	5.526	2.76	OK	0.864	1.404	1.62	OK
Pushover -X Massa + e (SLD)	11	1.493	5.526	3.70	OK	1.112	1.112	1.00	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	1	0.436	5.526	12.68	OK	0.317	0.501	1.58	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	2	1.329	5.526	4.16	OK	0.493	1.017	2.06	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	3	0.206	5.526	26.79	OK	0.094	0.369	3.91	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	4	1.565	5.526	3.53	OK	0.803	1.153	1.44	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	5	1.387	5.526	3.98	OK	0.812	1.051	1.29	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	6	1.583	5.526	3.49	OK	0.825	1.163	1.41	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	7	1.846	5.526	2.99	OK	0.753	1.315	1.75	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	8	1.682	5.526	3.29	OK	0.369	1.220	3.31	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	9	1.457	5.526	3.79	OK	0.301	1.091	3.62	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	10	1.569	5.526	3.52	OK	0.927	1.155	1.25	OK
Pushover -X Massa + e (SLV)	11	1.638	5.526	3.37	OK	1.212	1.250	1.01	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover +Y Massa + e (SLD)	1	0.052	5.526	105.36	OK	0.073	0.280	3.85	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	2	1.412	5.526	3.91	OK	0.528	1.065	2.02	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	3	0.086	5.526	64.54	OK	0.112	0.299	2.68	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	4	0.384	5.526	14.39	OK	0.235	0.471	2.00	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	5	1.356	5.526	4.07	OK	0.336	1.033	3.07	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	6	1.529	5.526	3.61	OK	0.336	1.132	3.37	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	7	2.322	5.526	2.38	OK	0.446	1.590	3.57	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	8	3.106	5.526	1.78	OK	0.538	2.042	3.80	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	9	2.026	5.526	2.73	OK	0.444	1.419	3.20	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	10	2.191	5.526	2.52	OK	0.526	1.514	2.88	OK
Pushover +Y Massa + e (SLD)	11	1.498	5.526	3.69	OK	0.419	1.115	2.66	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	1	0.093	5.526	59.15	OK	0.056	0.304	5.47	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	2	1.282	5.526	4.31	OK	0.186	0.990	5.31	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	3	0.113	5.526	48.69	OK	0.028	0.315	11.38	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	4	0.836	5.526	6.61	OK	0.141	0.733	5.21	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	5	1.423	5.526	3.88	OK	0.163	1.071	6.56	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	6	1.549	5.526	3.57	OK	0.163	1.144	7.00	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	7	2.043	5.526	2.71	OK	0.246	1.429	5.80	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	8	2.684	5.526	2.06	OK	0.298	1.799	6.04	OK
Pushover +Y Massa + e (SLV)	9	2.213	5.526	2.50	OK	0.231	1.527	6.61	OK
Pushover +Y Massa + e	10	2.052	5.526	2.69	OK	0.275	1.434	5.22	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLV)									
Pushover +Y Massa + e (SLV)	11	1.518	5.526	3.64	OK	0.201	1.126	5.61	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	1	0.085	5.526	65.11	OK	0.056	0.299	5.30	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	2	0.563	5.526	9.81	OK	0.272	0.575	2.11	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	3	0.144	5.526	38.50	OK	0.113	0.333	2.94	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	4	1.990	5.526	2.78	OK	0.483	1.398	2.89	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	5	1.458	5.526	3.79	OK	0.342	1.091	3.19	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	6	1.559	5.526	3.54	OK	0.342	1.150	3.36	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	7	1.424	5.526	3.88	OK	0.361	1.071	2.97	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	8	1.872	5.526	2.95	OK	0.427	1.330	3.12	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	9	1.882	5.526	2.94	OK	0.283	1.336	4.71	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	10	1.524	5.526	3.62	OK	0.462	1.130	2.45	OK
Pushover -Y Massa + e (SLD)	11	1.510	5.526	3.66	OK	0.427	1.121	2.63	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	1	0.058	5.526	95.59	OK	0.221	0.332	1.51	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	2	0.708	5.526	7.80	OK	0.304	0.873	2.87	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	3	0.143	5.526	38.74	OK	0.229	0.339	1.48	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	4	1.830	5.526	3.02	OK	0.540	1.035	1.92	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	5	1.622	5.526	3.41	OK	0.414	1.031	2.49	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	6	1.537	5.526	3.59	OK	0.420	1.129	2.69	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	7	1.673	5.526	3.30	OK	0.382	1.252	3.28	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	8	1.989	5.526	2.78	OK	0.451	1.575	3.49	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -Y Massa + e (SLV)	9	2.040	5.526	2.71	OK	0.314	1.466	4.66	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	10	1.704	5.526	3.24	OK	0.500	1.279	2.56	OK
Pushover -Y Massa + e (SLV)	11	1.550	5.526	3.56	OK	0.506	1.123	2.22	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	1	0.000	5.526	Inf	OK	0.097	0.250	2.59	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	2	1.147	5.526	4.82	OK	0.324	0.912	2.81	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	3	0.253	5.526	21.83	OK	0.136	0.396	2.90	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	4	1.404	5.526	3.93	OK	0.513	1.060	2.07	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	5	1.368	5.526	4.04	OK	0.570	1.039	1.82	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	6	1.490	5.526	3.71	OK	0.587	1.110	1.89	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	7	1.388	5.526	3.98	OK	0.181	1.051	5.80	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	8	2.867	5.526	1.93	OK	0.259	1.904	7.36	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	9	2.917	5.526	1.89	OK	0.485	1.933	3.98	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	10	1.982	5.526	2.79	OK	0.695	1.393	2.00	OK
Pushover +X Triang + e (SLD)	11	1.456	5.526	3.79	OK	0.937	1.090	1.16	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	1	0.048	5.526	113.96	OK	0.090	0.278	3.09	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	2	1.096	5.526	5.04	OK	0.475	0.882	1.86	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	3	0.192	5.526	28.82	OK	0.192	0.361	1.88	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	4	1.296	5.526	4.26	OK	0.615	0.998	1.62	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	5	1.401	5.526	3.94	OK	0.710	1.059	1.49	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	6	1.492	5.526	3.70	OK	0.736	1.111	1.51	OK
Pushover +X Triang + e	7	1.710	5.526	3.23	OK	0.352	1.237	3.51	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLV)									
Pushover +X Triang + e (SLV)	8	2.825	5.526	1.96	OK	0.402	1.880	4.68	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	9	2.523	5.526	2.19	OK	0.566	1.706	3.02	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	10	2.048	5.526	2.70	OK	0.852	1.431	1.68	OK
Pushover +X Triang + e (SLV)	11	1.599	5.526	3.46	OK	1.081	1.172	1.08	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	1	0.344	5.526	16.06	OK	0.265	0.449	1.70	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	2	0.724	5.526	7.63	OK	0.206	0.668	3.24	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	3	0.002	5.526	2566.55	OK	0.061	0.251	4.13	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	4	1.217	5.526	4.54	OK	0.646	0.952	1.47	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	5	1.407	5.526	3.93	OK	0.583	1.062	1.82	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	6	1.542	5.526	3.58	OK	0.588	1.140	1.94	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	7	1.818	5.526	3.04	OK	0.446	1.299	2.91	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	8	1.569	5.526	3.52	OK	0.216	1.155	5.35	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	9	1.056	5.526	5.23	OK	0.202	0.860	4.26	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	10	1.381	5.526	4.00	OK	0.687	1.047	1.52	OK
Pushover -X Triang + e (SLD)	11	1.472	5.526	3.75	OK	0.902	1.099	1.22	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	1	0.350	5.526	15.77	OK	0.330	0.452	1.37	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	2	1.176	5.526	4.70	OK	0.517	0.929	1.79	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	3	0.128	5.526	43.13	OK	0.089	0.324	3.65	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	4	1.517	5.526	3.64	OK	0.848	1.125	1.33	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	5	1.429	5.526	3.87	OK	0.745	1.074	1.44	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -X Triang + e (SLV)	6	1.522	5.526	3.63	OK	0.759	1.128	1.49	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	7	1.844	5.526	3.00	OK	0.777	1.314	1.69	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	8	1.789	5.526	3.09	OK	0.357	1.282	3.59	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	9	1.676	5.526	3.30	OK	0.296	1.217	4.12	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	10	1.604	5.526	3.45	OK	0.854	1.175	1.38	OK
Pushover -X Triang + e (SLV)	11	1.649	5.526	3.35	OK	1.107	1.201	1.09	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	1	0.054	5.526	102.54	OK	0.070	0.281	4.03	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	2	1.447	5.526	3.82	OK	0.443	1.085	2.45	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	3	0.090	5.526	61.47	OK	0.104	0.302	2.89	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	4	0.344	5.526	16.07	OK	0.196	0.448	2.29	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	5	1.337	5.526	4.13	OK	0.252	1.021	4.04	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	6	1.542	5.526	3.58	OK	0.252	1.140	4.52	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	7	2.398	5.526	2.30	OK	0.391	1.634	4.18	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	8	3.198	5.526	1.73	OK	0.472	2.095	4.44	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	9	2.127	5.526	2.60	OK	0.403	1.477	3.67	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	10	2.251	5.526	2.45	OK	0.440	1.549	3.52	OK
Pushover +Y Triang + e (SLD)	11	1.501	5.526	3.68	OK	0.315	1.116	3.54	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	1	0.113	5.526	49.10	OK	0.127	0.315	2.49	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	2	1.503	5.526	3.68	OK	0.554	1.117	2.02	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	3	0.136	5.526	40.70	OK	0.281	0.328	1.17	OK
Pushover +Y Triang + e	4	0.520	5.526	10.64	OK	0.208	0.550	2.65	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLV)									
Pushover +Y Triang + e (SLV)	5	1.256	5.526	4.40	OK	0.339	0.975	2.88	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	6	1.492	5.526	3.70	OK	0.342	1.111	3.25	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	7	2.235	5.526	2.47	OK	0.431	1.540	3.57	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	8	3.056	5.526	1.81	OK	0.532	2.013	3.79	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	9	2.073	5.526	2.66	OK	0.405	1.446	3.57	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	10	2.124	5.526	2.60	OK	0.519	1.475	2.84	OK
Pushover +Y Triang + e (SLV)	11	1.460	5.526	3.78	OK	0.422	1.093	2.59	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	1	0.084	5.526	65.56	OK	0.064	0.299	4.65	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	2	0.536	5.526	10.30	OK	0.225	0.559	2.49	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	3	0.158	5.526	34.98	OK	0.119	0.341	2.86	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	4	2.065	5.526	2.68	OK	0.434	1.442	3.32	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	5	1.467	5.526	3.77	OK	0.271	1.096	4.05	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	6	1.552	5.526	3.56	OK	0.270	1.146	4.24	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	7	1.410	5.526	3.92	OK	0.292	1.064	3.64	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	8	1.800	5.526	3.07	OK	0.346	1.289	3.73	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	9	1.892	5.526	2.92	OK	0.223	1.342	6.02	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	10	1.498	5.526	3.69	OK	0.371	1.114	3.00	OK
Pushover -Y Triang + e (SLD)	11	1.511	5.526	3.66	OK	0.338	1.122	3.32	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	1	0.070	5.526	79.39	OK	0.248	0.290	1.17	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	2	0.695	5.526	7.95	OK	0.267	0.651	2.44	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -Y Triang + e (SLV)	3	0.239	5.526	23.10	OK	0.196	0.388	1.98	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	4	1.956	5.526	2.82	OK	0.523	1.379	2.64	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	5	1.483	5.526	3.73	OK	0.345	1.106	3.20	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	6	1.561	5.526	3.54	OK	0.346	1.151	3.32	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	7	1.592	5.526	3.47	OK	0.318	1.168	3.68	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	8	1.867	5.526	2.96	OK	0.375	1.327	3.54	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	9	1.995	5.526	2.77	OK	0.251	1.401	5.58	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	10	1.612	5.526	3.43	OK	0.426	1.180	2.77	OK
Pushover -Y Triang + e (SLV)	11	1.513	5.526	3.65	OK	0.428	1.123	2.63	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	1	0.000	5.526	Inf	OK	0.102	0.250	2.45	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	2	1.130	5.526	4.89	OK	0.393	0.902	2.30	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	3	0.235	5.526	23.54	OK	0.126	0.385	3.07	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	4	1.361	5.526	4.06	OK	0.471	1.035	2.20	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	5	1.371	5.526	4.03	OK	0.625	1.041	1.67	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	6	1.505	5.526	3.67	OK	0.632	1.118	1.77	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	7	1.465	5.526	3.77	OK	0.179	1.095	6.12	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	8	2.839	5.526	1.95	OK	0.267	1.888	7.07	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	9	2.875	5.526	1.92	OK	0.463	1.909	4.12	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	10	2.002	5.526	2.76	OK	0.743	1.405	1.89	OK
Pushover +X Massa -e (SLD)	11	1.490	5.526	3.71	OK	1.027	1.110	1.08	OK
Pushover +X Massa -e	1	0.124	5.526	44.46	OK	0.109	0.322	2.94	OK



Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLV)									
Pushover +X Massa -e (SLV)	2	1.453	5.526	3.80	OK	0.615	1.088	1.77	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	3	0.286	5.526	19.29	OK	0.163	0.415	2.55	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	4	1.199	5.526	4.61	OK	0.557	0.942	1.69	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	5	1.351	5.526	4.09	OK	0.803	1.030	1.28	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	6	1.515	5.526	3.65	OK	0.819	1.124	1.37	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	7	1.647	5.526	3.35	OK	0.395	1.201	3.04	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	8	2.955	5.526	1.87	OK	0.450	1.955	4.34	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	9	2.734	5.526	2.02	OK	0.591	1.828	3.09	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	10	2.132	5.526	2.59	OK	0.963	1.480	1.54	OK
Pushover +X Massa -e (SLV)	11	1.612	5.526	3.43	OK	1.227	1.230	1.01	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	1	0.345	5.526	16.02	OK	0.273	0.449	1.65	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	2	0.765	5.526	7.22	OK	0.212	0.691	3.26	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	3	0.022	5.526	251.43	OK	0.087	0.263	3.03	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	4	1.216	5.526	4.55	OK	0.626	0.951	1.52	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	5	1.402	5.526	3.94	OK	0.627	1.059	1.69	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	6	1.557	5.526	3.55	OK	0.638	1.149	1.80	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	7	1.792	5.526	3.08	OK	0.475	1.284	2.70	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	8	1.703	5.526	3.24	OK	0.236	1.233	5.21	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	9	1.128	5.526	4.90	OK	0.217	0.901	4.15	OK
Pushover -X Massa -e (SLD)	10	1.465	5.526	3.77	OK	0.744	1.095	1.47	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -X Massa -e (SLD)	11	1.510	5.526	3.66	OK	0.976	1.122	1.15	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	1	0.423	5.526	13.06	OK	0.341	0.494	1.45	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	2	1.157	5.526	4.77	OK	0.534	0.918	1.72	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	3	0.149	5.526	37.05	OK	0.093	0.336	3.61	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	4	1.553	5.526	3.56	OK	0.796	1.146	1.44	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	5	1.373	5.526	4.02	OK	0.787	1.042	1.32	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	6	1.557	5.526	3.55	OK	0.810	1.148	1.42	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	7	1.850	5.526	2.99	OK	0.798	1.317	1.65	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	8	1.669	5.526	3.31	OK	0.375	1.213	3.23	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	9	1.388	5.526	3.98	OK	0.305	1.051	3.45	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	10	1.519	5.526	3.64	OK	0.915	1.126	1.23	OK
Pushover -X Massa -e (SLV)	11	1.602	5.526	3.45	OK	1.190	1.200	1.01	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	1	0.050	5.526	110.27	OK	0.075	0.279	3.71	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	2	1.436	5.526	3.85	OK	0.528	1.078	2.04	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	3	0.099	5.526	55.69	OK	0.107	0.307	2.86	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	4	0.366	5.526	15.10	OK	0.231	0.461	2.00	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	5	1.360	5.526	4.06	OK	0.336	1.034	3.08	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	6	1.535	5.526	3.60	OK	0.335	1.136	3.39	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	7	2.357	5.526	2.34	OK	0.450	1.610	3.58	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	8	3.063	5.526	1.80	OK	0.536	2.017	3.77	OK
Pushover +Y Massa -e	9	1.931	5.526	2.86	OK	0.446	1.364	3.06	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLD)									
Pushover +Y Massa -e (SLD)	10	2.168	5.526	2.55	OK	0.527	1.501	2.85	OK
Pushover +Y Massa -e (SLD)	11	1.507	5.526	3.67	OK	0.419	1.120	2.67	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	1	0.032	5.526	172.81	OK	0.225	0.268	1.19	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	2	1.477	5.526	3.74	OK	0.562	1.102	1.96	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	3	0.115	5.526	48.14	OK	0.220	0.316	1.44	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	4	0.530	5.526	10.42	OK	0.247	0.556	2.25	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	5	1.309	5.526	4.22	OK	0.411	1.005	2.45	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	6	1.496	5.526	3.69	OK	0.413	1.113	2.70	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	7	2.365	5.526	2.34	OK	0.500	1.614	3.23	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	8	3.078	5.526	1.80	OK	0.593	2.026	3.41	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	9	2.064	5.526	2.68	OK	0.472	1.441	3.05	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	10	2.115	5.526	2.61	OK	0.584	1.470	2.52	OK
Pushover +Y Massa -e (SLV)	11	1.519	5.526	3.64	OK	0.498	1.126	2.26	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	1	0.088	5.526	62.96	OK	0.054	0.301	5.61	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	2	0.581	5.526	9.51	OK	0.272	0.585	2.15	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	3	0.154	5.526	35.84	OK	0.118	0.339	2.87	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	4	1.976	5.526	2.80	OK	0.485	1.390	2.86	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	5	1.462	5.526	3.78	OK	0.342	1.093	3.20	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	6	1.562	5.526	3.54	OK	0.342	1.151	3.37	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	7	1.460	5.526	3.78	OK	0.359	1.092	3.04	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -Y Massa -e (SLD)	8	1.836	5.526	3.01	OK	0.430	1.309	3.04	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	9	1.793	5.526	3.08	OK	0.287	1.285	4.48	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	10	1.505	5.526	3.67	OK	0.462	1.118	2.42	OK
Pushover -Y Massa -e (SLD)	11	1.521	5.526	3.63	OK	0.427	1.128	2.64	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	1	0.000	5.526	Inf	OK	0.145	0.250	1.72	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	2	0.745	5.526	7.41	OK	0.307	0.680	2.21	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	3	0.155	5.526	35.54	OK	0.265	0.340	1.28	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	4	1.727	5.526	3.20	OK	0.543	1.246	2.30	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	5	1.620	5.526	3.41	OK	0.417	1.185	2.84	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	6	1.540	5.526	3.59	OK	0.416	1.138	2.74	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	7	1.774	5.526	3.12	OK	0.375	1.273	3.40	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	8	2.076	5.526	2.66	OK	0.457	1.448	3.17	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	9	1.953	5.526	2.83	OK	0.314	1.377	4.39	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	10	1.701	5.526	3.25	OK	0.496	1.232	2.48	OK
Pushover -Y Massa -e (SLV)	11	1.571	5.526	3.52	OK	0.506	1.156	2.29	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	1	0.000	5.526	Inf	OK	0.104	0.250	2.41	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	2	1.133	5.526	4.88	OK	0.359	0.904	2.52	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	3	0.254	5.526	21.72	OK	0.126	0.397	3.15	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	4	1.404	5.526	3.94	OK	0.490	1.060	2.16	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	5	1.370	5.526	4.03	OK	0.583	1.041	1.79	OK
Pushover +X Triang -e	6	1.498	5.526	3.69	OK	0.584	1.114	1.91	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLD)									
Pushover +X Triang -e (SLD)	7	1.416	5.526	3.90	OK	0.169	1.067	6.33	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	8	2.912	5.526	1.90	OK	0.250	1.930	7.72	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	9	2.955	5.526	1.87	OK	0.460	1.955	4.25	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	10	2.009	5.526	2.75	OK	0.687	1.409	2.05	OK
Pushover +X Triang -e (SLD)	11	1.457	5.526	3.79	OK	0.951	1.091	1.15	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	1	0.074	5.526	74.83	OK	0.102	0.293	2.86	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	2	1.263	5.526	4.38	OK	0.612	0.979	1.60	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	3	0.229	5.526	24.17	OK	0.165	0.382	2.31	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	4	1.303	5.526	4.24	OK	0.630	1.002	1.59	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	5	1.398	5.526	3.95	OK	0.736	1.057	1.44	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	6	1.496	5.526	3.69	OK	0.732	1.113	1.52	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	7	1.642	5.526	3.37	OK	0.394	1.197	3.03	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	8	2.913	5.526	1.90	OK	0.431	1.931	4.48	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	9	2.648	5.526	2.09	OK	0.600	1.778	2.96	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	10	2.104	5.526	2.63	OK	0.867	1.464	1.69	OK
Pushover +X Triang -e (SLV)	11	1.618	5.526	3.41	OK	1.118	1.184	1.06	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	1	0.363	5.526	15.22	OK	0.271	0.459	1.69	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	2	0.727	5.526	7.60	OK	0.182	0.670	3.67	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	3	0.000	5.526	Inf	OK	0.071	0.250	3.53	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	4	1.202	5.526	4.60	OK	0.652	0.943	1.45	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -X Triang -e (SLD)	5	1.407	5.526	3.93	OK	0.575	1.062	1.85	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	6	1.549	5.526	3.57	OK	0.585	1.143	1.95	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	7	1.777	5.526	3.11	OK	0.476	1.276	2.68	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	8	1.578	5.526	3.50	OK	0.232	1.160	5.01	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	9	1.003	5.526	5.51	OK	0.215	0.829	3.86	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	10	1.373	5.526	4.02	OK	0.687	1.042	1.52	OK
Pushover -X Triang -e (SLD)	11	1.473	5.526	3.75	OK	0.891	1.100	1.23	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	1	0.331	5.526	16.67	OK	0.351	0.441	1.26	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	2	0.969	5.526	5.70	OK	0.484	0.809	1.67	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	3	0.139	5.526	39.76	OK	0.095	0.330	3.49	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	4	1.597	5.526	3.46	OK	0.839	1.172	1.40	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	5	1.439	5.526	3.84	OK	0.732	1.080	1.48	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	6	1.570	5.526	3.52	OK	0.786	1.156	1.47	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	7	1.858	5.526	2.97	OK	0.735	1.322	1.80	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	8	1.816	5.526	3.04	OK	0.360	1.298	3.60	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	9	1.616	5.526	3.42	OK	0.288	1.183	4.11	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	10	1.645	5.526	3.36	OK	0.882	1.199	1.36	OK
Pushover -X Triang -e (SLV)	11	1.638	5.526	3.37	OK	1.118	1.195	1.07	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	1	0.057	5.526	96.74	OK	0.077	0.283	3.68	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	2	1.465	5.526	3.77	OK	0.447	1.095	2.45	OK
Pushover +Y Triang -e	3	0.100	5.526	55.14	OK	0.103	0.308	2.98	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{lim}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLD)									
Pushover +Y Triang -e (SLD)	4	0.337	5.526	16.42	OK	0.193	0.444	2.30	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	5	1.338	5.526	4.13	OK	0.254	1.022	4.03	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	6	1.544	5.526	3.58	OK	0.253	1.141	4.50	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	7	2.412	5.526	2.29	OK	0.398	1.642	4.12	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	8	3.156	5.526	1.75	OK	0.476	2.071	4.35	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	9	2.043	5.526	2.70	OK	0.411	1.429	3.48	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	10	2.226	5.526	2.48	OK	0.444	1.534	3.46	OK
Pushover +Y Triang -e (SLD)	11	1.507	5.526	3.67	OK	0.317	1.120	3.53	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	1	0.019	5.526	284.08	OK	0.217	0.261	1.21	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	2	1.583	5.526	3.49	OK	0.555	1.163	2.10	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	3	0.192	5.526	28.75	OK	0.170	0.361	2.12	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	4	0.457	5.526	12.08	OK	0.200	0.514	2.57	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	5	1.252	5.526	4.41	OK	0.338	0.972	2.88	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	6	1.520	5.526	3.64	OK	0.340	1.127	3.31	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	7	2.361	5.526	2.34	OK	0.440	1.612	3.67	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	8	3.023	5.526	1.83	OK	0.523	1.994	3.82	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	9	2.026	5.526	2.73	OK	0.405	1.419	3.50	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	10	2.135	5.526	2.59	OK	0.520	1.482	2.85	OK
Pushover +Y Triang -e (SLV)	11	1.506	5.526	3.67	OK	0.422	1.119	2.65	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	1	0.089	5.526	62.21	OK	0.057	0.301	5.32	OK

Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
Pushover -Y Triang -e (SLD)	2	0.553	5.526	9.99	OK	0.222	0.569	2.57	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	3	0.161	5.526	34.39	OK	0.117	0.343	2.93	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	4	2.037	5.526	2.71	OK	0.421	1.426	3.38	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	5	1.467	5.526	3.77	OK	0.265	1.096	4.14	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	6	1.559	5.526	3.54	OK	0.265	1.149	4.34	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	7	1.445	5.526	3.82	OK	0.285	1.084	3.81	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	8	1.792	5.526	3.08	OK	0.341	1.284	3.77	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	9	1.830	5.526	3.02	OK	0.222	1.306	5.89	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	10	1.492	5.526	3.70	OK	0.364	1.111	3.05	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	11	1.519	5.526	3.64	OK	0.331	1.127	3.41	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	1	0.089	5.526	62.21	OK	0.057	0.301	5.32	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	2	0.553	5.526	9.99	OK	0.222	0.569	2.57	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	3	0.161	5.526	34.39	OK	0.117	0.343	2.93	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	4	2.037	5.526	2.71	OK	0.421	1.426	3.38	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	5	1.467	5.526	3.77	OK	0.265	1.096	4.14	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	6	1.559	5.526	3.54	OK	0.265	1.149	4.34	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	7	1.445	5.526	3.82	OK	0.285	1.084	3.81	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	8	1.792	5.526	3.08	OK	0.341	1.284	3.77	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	9	1.830	5.526	3.02	OK	0.222	1.306	5.89	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	10	1.492	5.526	3.70	OK	0.364	1.111	3.05	OK
Pushover -Y Triang -e (SLD)	11	1.519	5.526	3.64	OK	0.331	1.127	3.41	OK



Dati		Verifica di capacità portante				Verifica a scorrimento			
Analisi	Parete	$q_v$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_{im}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_s$	VERIFICA
(SLD)									

## 9.2 Verifica a punzonamento dei plinti

Per ciascun pilastro sono di seguito riportate le massime sollecitazioni per tutte le analisi, a partire dalle quali verranno individuate le condizioni più gravose per ciascuna tipologia di pilastro e plinto.

Legenda:

Analisi = Nome dell'analisi considerata

Pilastro = numero identificativo del pilastro

B e H = dimensioni del pilastro

$B_{plinto}$ ,  $H_{plinto}$  e  $S_{plinto}$  = dimensioni del plinto

c = copriferro

N = azione di progetto, valore di calcolo della sollecitazione normale

Dati								Sollecitazioni
Analisi	Pilastro	B [cm]	H [cm]	$B_{plinto}$ [cm]	$H_{plinto}$ [cm]	$S_{plinto}$ [cm]	c [cm]	N [kN]
Vert	342	30	50	125	150	80	3	464.03
Vert	352	50	30	145	150	80	3	384.57
Vert	245	30	50	125	150	80	3	463.05
Vert	251	30	50	170	150	80	3	443.2
Vert	314	30	50	125	150	80	3	377.04
Vert	231	30	50	170	150	80	3	763.04
Vert	306	30	50	125	150	80	3	371.13
Vert	307	80	50	160	170	80	3	618.14
Vert	336	30	50	125	150	80	3	396.48
Vert	316	30	50	125	150	80	3	402.29
Vert	317	80	50	160	170	80	3	719.48
Vert	344	30	50	125	150	80	3	437.73
Vert	349	30	50	125	150	80	3	457.33
Vert	207	30	50	170	160	80	3	753.65
Vert	149	30	50	125	150	80	3	477.06
SLE_rara	342	30	50	125	150	80	3	504.72
SLE_rara	352	50	30	145	150	80	3	417.95

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
SLE_rara	245	30	50	125	150	80	3	503.07
SLE_rara	251	30	50	170	150	80	3	511.08
SLE_rara	314	30	50	125	150	80	3	418.05
SLE_rara	231	30	50	170	150	80	3	872.89
SLE_rara	306	30	50	125	150	80	3	404.27
SLE_rara	307	80	50	160	170	80	3	709.39
SLE_rara	336	30	50	125	150	80	3	432.7
SLE_rara	316	30	50	125	150	80	3	436.14
SLE_rara	317	80	50	160	170	80	3	815.72
SLE_rara	344	30	50	125	150	80	3	476.14
SLE_rara	349	30	50	125	150	80	3	495.46
SLE_rara	207	30	50	170	160	80	3	852.31
SLE_rara	149	30	50	125	150	80	3	529.9
SLE_frequente	342	30	50	125	150	80	3	472.76
SLE_frequente	352	50	30	145	150	80	3	392.05
SLE_frequente	245	30	50	125	150	80	3	471.69
SLE_frequente	251	30	50	170	150	80	3	457.76
SLE_frequente	314	30	50	125	150	80	3	385.89
SLE_frequente	231	30	50	170	150	80	3	787.44
SLE_frequente	306	30	50	125	150	80	3	378.31
SLE_frequente	307	80	50	160	170	80	3	637.59
SLE_frequente	336	30	50	125	150	80	3	404.28
SLE_frequente	316	30	50	125	150	80	3	409.55
SLE_frequente	317	80	50	160	170	80	3	741.07
SLE_frequente	344	30	50	125	150	80	3	445.86
SLE_frequente	349	30	50	125	150	80	3	465.54
SLE_frequente	207	30	50	170	160	80	3	775.6
SLE_frequente	149	30	50	125	150	80	3	488.92
SLE_quasi_permanente	342	30	50	125	150	80	3	464.03
SLE_quasi_permanente	352	50	30	145	150	80	3	384.57
SLE_quasi_permanente	245	30	50	125	150	80	3	463.05
SLE_quasi_permanente	251	30	50	170	150	80	3	443.2
SLE_quasi_permanente	314	30	50	125	150	80	3	377.04
SLE_quasi_permanente	231	30	50	170	150	80	3	763.04
SLE_quasi_permanente	306	30	50	125	150	80	3	371.13
SLE_quasi_permanente	307	80	50	160	170	80	3	618.14
SLE_quasi_permanente	336	30	50	125	150	80	3	396.48
SLE_quasi_permanente	316	30	50	125	150	80	3	402.29
SLE_quasi_permanente	317	80	50	160	170	80	3	719.48

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
SLE_quasi_permanente	344	30	50	125	150	80	3	437.73
SLE_quasi_permanente	349	30	50	125	150	80	3	457.33
SLE_quasi_permanente	207	30	50	170	160	80	3	753.65
SLE_quasi_permanente	149	30	50	125	150	80	3	477.06
SLU	342	30	50	125	150	80	3	672.28
SLU	352	50	30	145	150	80	3	560.7
SLU	245	30	50	125	150	80	3	663.11
SLU	251	30	50	170	150	80	3	695.93
SLU	314	30	50	125	150	80	3	562.95
SLU	231	30	50	170	150	80	3	1179.94
SLU	306	30	50	125	150	80	3	538.87
SLU	307	80	50	160	170	80	3	951.22
SLU	336	30	50	125	150	80	3	576.35
SLU	316	30	50	125	150	80	3	581.23
SLU	317	80	50	160	170	80	3	1095.44
SLU	344	30	50	125	150	80	3	635.04
SLU	349	30	50	125	150	80	3	661.05
SLU	207	30	50	170	160	80	3	1144.58
SLU	149	30	50	125	150	80	3	710.14
SLU_GEO	342	30	50	125	150	80	3	527.99
SLU_GEO	352	50	30	145	150	80	3	441.91
SLU_GEO	245	30	50	125	150	80	3	525.28
SLU_GEO	251	30	50	170	150	80	3	552.02
SLU_GEO	314	30	50	125	150	80	3	444.35
SLU_GEO	231	30	50	170	150	80	3	945.92
SLU_GEO	306	30	50	125	150	80	3	422.16
SLU_GEO	307	80	50	160	170	80	3	756.26
SLU_GEO	336	30	50	125	150	80	3	453.36
SLU_GEO	316	30	50	125	150	80	3	455.75
SLU_GEO	317	80	50	160	170	80	3	870.55
SLU_GEO	344	30	50	125	150	80	3	500.41
SLU_GEO	349	30	50	125	150	80	3	520.72
SLU_GEO	207	30	50	170	160	80	3	909.63
SLU_GEO	149	30	50	125	150	80	3	559.84
Pushover +X Massa + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	196.46
Pushover +X Massa + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	-3.3
Pushover +X Massa + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	750.25
Pushover +X Massa + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	474.2
Pushover +X Massa + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	459.39

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +X Massa + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	1084.19
Pushover +X Massa + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	499.79
Pushover +X Massa + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	612.57
Pushover +X Massa + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	292.45
Pushover +X Massa + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	552.94
Pushover +X Massa + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	665.64
Pushover +X Massa + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	313.98
Pushover +X Massa + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	133.58
Pushover +X Massa + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	968.52
Pushover +X Massa + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	529.88
Pushover +X Massa + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	283.71
Pushover +X Massa + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	-24.15
Pushover +X Massa + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	752.77
Pushover +X Massa + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	556.41
Pushover +X Massa + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	571.82
Pushover +X Massa + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	924.69
Pushover +X Massa + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	483.21
Pushover +X Massa + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	604.38
Pushover +X Massa + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	290.38
Pushover +X Massa + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	523.46
Pushover +X Massa + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	720.09
Pushover +X Massa + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	293.36
Pushover +X Massa + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	156.08
Pushover +X Massa + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	974.74
Pushover +X Massa + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	554.7
Pushover -X Massa + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	170.89
Pushover -X Massa + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	8.08
Pushover -X Massa + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	802.47
Pushover -X Massa + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	467.77
Pushover -X Massa + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	486.9
Pushover -X Massa + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	968.48
Pushover -X Massa + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	507.49
Pushover -X Massa + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	598.04
Pushover -X Massa + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	286.12
Pushover -X Massa + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	541.88
Pushover -X Massa + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	691.85
Pushover -X Massa + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	295.94
Pushover -X Massa + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	179.21
Pushover -X Massa + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	959.27

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -X Massa + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	533.93
Pushover -X Massa + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	780.77
Pushover -X Massa + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	970.07
Pushover -X Massa + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	242.25
Pushover -X Massa + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	506.6
Pushover -X Massa + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	217.2
Pushover -X Massa + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	487.89
Pushover -X Massa + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	275.79
Pushover -X Massa + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	646.69
Pushover -X Massa + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	498.27
Pushover -X Massa + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	293.18
Pushover -X Massa + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	774.74
Pushover -X Massa + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	553.3
Pushover -X Massa + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	776.68
Pushover -X Massa + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	520.77
Pushover -X Massa + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	380.14
Pushover +Y Massa + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	668.9
Pushover +Y Massa + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	22.25
Pushover +Y Massa + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	672.32
Pushover +Y Massa + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	436.37
Pushover +Y Massa + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	28.87
Pushover +Y Massa + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	383.25
Pushover +Y Massa + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	349.62
Pushover +Y Massa + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	616.91
Pushover +Y Massa + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	422.39
Pushover +Y Massa + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	401.72
Pushover +Y Massa + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	710.37
Pushover +Y Massa + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	453.47
Pushover +Y Massa + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	526.07
Pushover +Y Massa + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	1098.55
Pushover +Y Massa + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	565.68
Pushover +Y Massa + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	600
Pushover +Y Massa + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	166.43
Pushover +Y Massa + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	574.59
Pushover +Y Massa + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	446.29
Pushover +Y Massa + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	191.08
Pushover +Y Massa + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	581.48
Pushover +Y Massa + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	405.2
Pushover +Y Massa + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	621.39

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +Y Massa + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	430.22
Pushover +Y Massa + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	414.07
Pushover +Y Massa + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	718.94
Pushover +Y Massa + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	453.25
Pushover +Y Massa + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	447.63
Pushover +Y Massa + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	975.25
Pushover +Y Massa + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	462.96
Pushover -Y Massa + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	186.21
Pushover -Y Massa + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	581.11
Pushover -Y Massa + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	140.04
Pushover -Y Massa + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	435.44
Pushover -Y Massa + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	690.31
Pushover -Y Massa + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	944.83
Pushover -Y Massa + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	436.36
Pushover -Y Massa + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	626.11
Pushover -Y Massa + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	430.83
Pushover -Y Massa + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	392.55
Pushover -Y Massa + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	716.16
Pushover -Y Massa + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	487.83
Pushover -Y Massa + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	462.1
Pushover -Y Massa + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	542.68
Pushover -Y Massa + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	460.1
Pushover -Y Massa + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	257.66
Pushover -Y Massa + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	474.18
Pushover -Y Massa + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	133.92
Pushover -Y Massa + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	471.94
Pushover -Y Massa + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	709.02
Pushover -Y Massa + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	842.5
Pushover -Y Massa + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	527.72
Pushover -Y Massa + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	644.9
Pushover -Y Massa + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	488.08
Pushover -Y Massa + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	372.87
Pushover -Y Massa + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	707.44
Pushover -Y Massa + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	493.63
Pushover -Y Massa + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	460.67
Pushover -Y Massa + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	699.86
Pushover -Y Massa + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	366.01
Pushover +X Triang + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	162.1
Pushover +X Triang + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	-44.88

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +X Triang + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	790.5
Pushover +X Triang + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	477.15
Pushover +X Triang + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	492.61
Pushover +X Triang + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	1122.78
Pushover +X Triang + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	521.85
Pushover +X Triang + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	588.78
Pushover +X Triang + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	290.32
Pushover +X Triang + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	571.15
Pushover +X Triang + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	647.96
Pushover +X Triang + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	306.95
Pushover +X Triang + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	85.33
Pushover +X Triang + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	988.39
Pushover +X Triang + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	547.54
Pushover +X Triang + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	191.73
Pushover +X Triang + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	-34.43
Pushover +X Triang + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	711.31
Pushover +X Triang + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	486
Pushover +X Triang + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	646.94
Pushover +X Triang + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	885.44
Pushover +X Triang + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	462.6
Pushover +X Triang + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	671.85
Pushover +X Triang + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	300.51
Pushover +X Triang + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	510.41
Pushover +X Triang + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	723.65
Pushover +X Triang + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	294
Pushover +X Triang + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	183.61
Pushover +X Triang + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	967.24
Pushover +X Triang + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	546.21
Pushover -X Triang + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	693.56
Pushover -X Triang + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	905.94
Pushover -X Triang + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	45.23
Pushover -X Triang + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	421.99
Pushover -X Triang + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	211.29
Pushover -X Triang + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	320.8
Pushover -X Triang + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	269.99
Pushover -X Triang + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	625.12
Pushover -X Triang + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	545.17
Pushover -X Triang + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	285.44
Pushover -X Triang + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	685

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -X Triang + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	608.77
Pushover -X Triang + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	799.34
Pushover -X Triang + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	455.2
Pushover -X Triang + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	385.59
Pushover -X Triang + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	768.24
Pushover -X Triang + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	956.98
Pushover -X Triang + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	149.21
Pushover -X Triang + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	493.87
Pushover -X Triang + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	105.44
Pushover -X Triang + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	568.16
Pushover -X Triang + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	261.8
Pushover -X Triang + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	717.27
Pushover -X Triang + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	483.84
Pushover -X Triang + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	291.97
Pushover -X Triang + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	729.71
Pushover -X Triang + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	536.61
Pushover -X Triang + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	725.41
Pushover -X Triang + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	594.48
Pushover -X Triang + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	363.92
Pushover +Y Triang + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	683.5
Pushover +Y Triang + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	10.71
Pushover +Y Triang + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	697.71
Pushover +Y Triang + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	435.28
Pushover +Y Triang + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	12.27
Pushover +Y Triang + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	368.32
Pushover +Y Triang + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	335.79
Pushover +Y Triang + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	614.59
Pushover +Y Triang + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	418.33
Pushover +Y Triang + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	405.56
Pushover +Y Triang + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	716.86
Pushover +Y Triang + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	456.26
Pushover +Y Triang + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	529.21
Pushover +Y Triang + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	1142.15
Pushover +Y Triang + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	571.06
Pushover +Y Triang + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	748.84
Pushover +Y Triang + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	47.92
Pushover +Y Triang + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	686.79
Pushover +Y Triang + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	392.1
Pushover +Y Triang + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	90.61



Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +Y Triang + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	439.76
Pushover +Y Triang + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	291.88
Pushover +Y Triang + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	613.01
Pushover +Y Triang + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	381.58
Pushover +Y Triang + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	378.41
Pushover +Y Triang + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	713.75
Pushover +Y Triang + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	435.51
Pushover +Y Triang + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	546.12
Pushover +Y Triang + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	1039.9
Pushover +Y Triang + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	597.47
Pushover -Y Triang + e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	162.85
Pushover -Y Triang + e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	605.07
Pushover -Y Triang + e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	123.3
Pushover -Y Triang + e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	443.04
Pushover -Y Triang + e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	731.29
Pushover -Y Triang + e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	963.04
Pushover -Y Triang + e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	442.41
Pushover -Y Triang + e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	627.91
Pushover -Y Triang + e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	431.84
Pushover -Y Triang + e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	396.41
Pushover -Y Triang + e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	707.67
Pushover -Y Triang + e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	485.59
Pushover -Y Triang + e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	465.33
Pushover -Y Triang + e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	529.36
Pushover -Y Triang + e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	435.07
Pushover -Y Triang + e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	280.84
Pushover -Y Triang + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	484.71
Pushover -Y Triang + e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	179.16
Pushover -Y Triang + e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	451.93
Pushover -Y Triang + e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	791.41
Pushover -Y Triang + e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	884.7
Pushover -Y Triang + e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	456.48
Pushover -Y Triang + e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	633.65
Pushover -Y Triang + e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	428.64
Pushover -Y Triang + e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	394.6
Pushover -Y Triang + e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	695.38
Pushover -Y Triang + e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	508.97
Pushover -Y Triang + e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	478.94
Pushover -Y Triang + e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	635.87

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -Y Triang + e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	364.21
Pushover +X Massa -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	219.22
Pushover +X Massa -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	-21.25
Pushover +X Massa -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	718.8
Pushover +X Massa -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	472.91
Pushover +X Massa -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	492.01
Pushover +X Massa -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	1076.68
Pushover +X Massa -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	498.15
Pushover +X Massa -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	611.17
Pushover +X Massa -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	295.07
Pushover +X Massa -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	555.99
Pushover +X Massa -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	669.57
Pushover +X Massa -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	315.65
Pushover +X Massa -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	130.63
Pushover +X Massa -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	983.45
Pushover +X Massa -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	537.29
Pushover +X Massa -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	338.36
Pushover +X Massa -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	-55.11
Pushover +X Massa -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	746.64
Pushover +X Massa -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	548.31
Pushover +X Massa -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	622.37
Pushover +X Massa -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	922.57
Pushover +X Massa -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	472.22
Pushover +X Massa -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	610.75
Pushover +X Massa -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	300.93
Pushover +X Massa -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	524.57
Pushover +X Massa -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	737.91
Pushover +X Massa -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	289.36
Pushover +X Massa -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	142.16
Pushover +X Massa -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	1022.98
Pushover +X Massa -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	560.2
Pushover -X Massa -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	718.62
Pushover -X Massa -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	810.69
Pushover -X Massa -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	45.53
Pushover -X Massa -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	418.86
Pushover -X Massa -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	298.89
Pushover -X Massa -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	332.25
Pushover -X Massa -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	265.2
Pushover -X Massa -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	643.91

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -X Massa -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	526.71
Pushover -X Massa -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	288.59
Pushover -X Massa -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	714.98
Pushover -X Massa -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	591.31
Pushover -X Massa -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	737.67
Pushover -X Massa -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	494.49
Pushover -X Massa -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	418.06
Pushover -X Massa -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	823.66
Pushover -X Massa -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	903.22
Pushover -X Massa -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	131.46
Pushover -X Massa -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	480.37
Pushover -X Massa -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	271.71
Pushover -X Massa -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	487.14
Pushover -X Massa -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	260.24
Pushover -X Massa -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	642.8
Pushover -X Massa -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	503.24
Pushover -X Massa -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	285.56
Pushover -X Massa -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	762.89
Pushover -X Massa -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	546.14
Pushover -X Massa -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	789.22
Pushover -X Massa -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	491.42
Pushover -X Massa -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	402.63
Pushover +Y Massa -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	640.08
Pushover +Y Massa -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	54.27
Pushover +Y Massa -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	702.34
Pushover +Y Massa -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	444.57
Pushover +Y Massa -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	28.38
Pushover +Y Massa -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	339.93
Pushover +Y Massa -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	354.89
Pushover +Y Massa -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	616.87
Pushover +Y Massa -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	420.48
Pushover +Y Massa -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	403.61
Pushover +Y Massa -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	712.79
Pushover +Y Massa -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	455.56
Pushover +Y Massa -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	555.77
Pushover +Y Massa -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	1077.47
Pushover +Y Massa -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	563.46
Pushover +Y Massa -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	594.39
Pushover +Y Massa -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	76.52

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +Y Massa -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	681.12
Pushover +Y Massa -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	443.23
Pushover +Y Massa -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	87.14
Pushover +Y Massa -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	441.45
Pushover +Y Massa -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	309.03
Pushover +Y Massa -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	622.27
Pushover +Y Massa -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	408.93
Pushover +Y Massa -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	374.36
Pushover +Y Massa -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	722.41
Pushover +Y Massa -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	435.52
Pushover +Y Massa -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	615.66
Pushover +Y Massa -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	1024.11
Pushover +Y Massa -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	624.82
Pushover -Y Massa -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	158.12
Pushover -Y Massa -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	618.23
Pushover -Y Massa -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	164.7
Pushover -Y Massa -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	446.22
Pushover -Y Massa -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	690.1
Pushover -Y Massa -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	900.17
Pushover -Y Massa -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	442.47
Pushover -Y Massa -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	626.01
Pushover -Y Massa -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	428.23
Pushover -Y Massa -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	393.4
Pushover -Y Massa -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	718.46
Pushover -Y Massa -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	487.89
Pushover -Y Massa -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	490.38
Pushover -Y Massa -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	524.26
Pushover -Y Massa -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	459.26
Pushover -Y Massa -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	165.08
Pushover -Y Massa -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	497.97
Pushover -Y Massa -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	225
Pushover -Y Massa -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	486.4
Pushover -Y Massa -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	633.73
Pushover -Y Massa -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	797.77
Pushover -Y Massa -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	523.09
Pushover -Y Massa -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	642.41
Pushover -Y Massa -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	493.19
Pushover -Y Massa -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	377.38
Pushover -Y Massa -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	720.31

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -Y Massa -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	479.04
Pushover -Y Massa -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	521.35
Pushover -Y Massa -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	684.78
Pushover -Y Massa -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	427.25
Pushover +X Triang -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	162.99
Pushover +X Triang -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	-64.15
Pushover +X Triang -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	776.1
Pushover +X Triang -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	474.46
Pushover +X Triang -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	514.86
Pushover +X Triang -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	1114.66
Pushover +X Triang -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	522.79
Pushover +X Triang -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	588.3
Pushover +X Triang -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	291.89
Pushover +X Triang -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	574.76
Pushover +X Triang -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	652.52
Pushover +X Triang -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	306.88
Pushover +X Triang -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	85.21
Pushover +X Triang -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	1006.3
Pushover +X Triang -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	553.55
Pushover +X Triang -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	258.46
Pushover +X Triang -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	-59.64
Pushover +X Triang -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	726.79
Pushover +X Triang -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	501.58
Pushover +X Triang -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	680.38
Pushover +X Triang -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	891.58
Pushover +X Triang -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	452.47
Pushover +X Triang -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	674.24
Pushover +X Triang -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	305.25
Pushover +X Triang -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	507.24
Pushover +X Triang -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	728.57
Pushover +X Triang -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	296.26
Pushover +X Triang -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	131.88
Pushover +X Triang -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	1009.31
Pushover +X Triang -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	551.34
Pushover -X Triang -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	766.89
Pushover -X Triang -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	862.44
Pushover -X Triang -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	-22.84
Pushover -X Triang -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	419.14
Pushover -X Triang -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	267.38

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -X Triang -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	301.92
Pushover -X Triang -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	264.7
Pushover -X Triang -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	623.47
Pushover -X Triang -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	552.87
Pushover -X Triang -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	284.83
Pushover -X Triang -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	691.49
Pushover -X Triang -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	609.43
Pushover -X Triang -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	785.04
Pushover -X Triang -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	442.36
Pushover -X Triang -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	402.95
Pushover -X Triang -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	781.92
Pushover -X Triang -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	922.05
Pushover -X Triang -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	63.03
Pushover -X Triang -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	436.98
Pushover -X Triang -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	233.57
Pushover -X Triang -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	542.08
Pushover -X Triang -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	247.88
Pushover -X Triang -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	720.61
Pushover -X Triang -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	504.96
Pushover -X Triang -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	287.8
Pushover -X Triang -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	770.79
Pushover -X Triang -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	548.79
Pushover -X Triang -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	680.33
Pushover -X Triang -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	587.72
Pushover -X Triang -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	385.39
Pushover +Y Triang -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	662.71
Pushover +Y Triang -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	41.65
Pushover +Y Triang -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	721.57
Pushover +Y Triang -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	439.64
Pushover +Y Triang -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	11.46
Pushover +Y Triang -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	335.98
Pushover +Y Triang -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	340.67
Pushover +Y Triang -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	614.41
Pushover +Y Triang -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	414.62
Pushover +Y Triang -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	404.7
Pushover +Y Triang -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	719.85
Pushover +Y Triang -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	456.89
Pushover +Y Triang -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	551.71
Pushover +Y Triang -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	1118.47

Analisi	Dati							Sollecitazioni
	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover +Y Triang -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	572.52
Pushover +Y Triang -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	618.26
Pushover +Y Triang -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	59.6
Pushover +Y Triang -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	813.99
Pushover +Y Triang -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	432.63
Pushover +Y Triang -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	52.48
Pushover +Y Triang -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	413.71
Pushover +Y Triang -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	275.52
Pushover +Y Triang -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	610.57
Pushover +Y Triang -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	395.48
Pushover +Y Triang -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	404.46
Pushover +Y Triang -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	729.15
Pushover +Y Triang -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	422.66
Pushover +Y Triang -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	602.68
Pushover +Y Triang -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	1034.2
Pushover +Y Triang -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	585.54
Pushover -Y Triang -e (SLD)	342	30	50	125	150	80	3	145.81
Pushover -Y Triang -e (SLD)	352	50	30	145	150	80	3	632.12
Pushover -Y Triang -e (SLD)	245	30	50	125	150	80	3	144.01
Pushover -Y Triang -e (SLD)	251	30	50	170	150	80	3	449.71
Pushover -Y Triang -e (SLD)	314	30	50	125	150	80	3	721.22
Pushover -Y Triang -e (SLD)	231	30	50	170	150	80	3	921.27
Pushover -Y Triang -e (SLD)	306	30	50	125	150	80	3	445.57
Pushover -Y Triang -e (SLD)	307	80	50	160	170	80	3	627.51
Pushover -Y Triang -e (SLD)	336	30	50	125	150	80	3	428.77
Pushover -Y Triang -e (SLD)	316	30	50	125	150	80	3	399.9
Pushover -Y Triang -e (SLD)	317	80	50	160	170	80	3	711.06
Pushover -Y Triang -e (SLD)	344	30	50	125	150	80	3	485.34
Pushover -Y Triang -e (SLD)	349	30	50	125	150	80	3	486.67
Pushover -Y Triang -e (SLD)	207	30	50	170	160	80	3	521.1
Pushover -Y Triang -e (SLD)	149	30	50	125	150	80	3	439.23
Pushover -Y Triang -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	173.08
Pushover -Y Triang -e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	584.37
Pushover -Y Triang -e (SLV)	245	30	50	125	150	80	3	251.35
Pushover -Y Triang -e (SLV)	251	30	50	170	150	80	3	504.92
Pushover -Y Triang -e (SLV)	314	30	50	125	150	80	3	704.28
Pushover -Y Triang -e (SLV)	231	30	50	170	150	80	3	856.53
Pushover -Y Triang -e (SLV)	306	30	50	125	150	80	3	468.17
Pushover -Y Triang -e (SLV)	307	80	50	160	170	80	3	632.13

Dati								Sollecitazioni
Analisi	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
Pushover -Y Triang -e (SLV)	336	30	50	125	150	80	3	413.63
Pushover -Y Triang -e (SLV)	316	30	50	125	150	80	3	382.26
Pushover -Y Triang -e (SLV)	317	80	50	160	170	80	3	709.92
Pushover -Y Triang -e (SLV)	344	30	50	125	150	80	3	507.35
Pushover -Y Triang -e (SLV)	349	30	50	125	150	80	3	508.29
Pushover -Y Triang -e (SLV)	207	30	50	170	160	80	3	632.95
Pushover -Y Triang -e (SLV)	149	30	50	125	150	80	3	388.26

Sono state individuate 6 tipologie di pilastro, omogenee per dimensioni del pilastro e del plinto, e per ciascuna tipologia sono stati individuate le condizione più gravose, che vengono di seguito sinteticamente riportate.

Dati									Sollecitazioni
Tipologia	Analisi	Pilastro	B [cm]	H [cm]	B <sub>plinto</sub> [cm]	H <sub>plinto</sub> [cm]	S <sub>plinto</sub> [cm]	c [cm]	N [kN]
149; 245; 306; 314;316; 336; 342; 344; 349	Pushover -X Massa -e (SLV)	342	30	50	125	150	80	3	823.66
207	SLU	207	30	50	170	160	80	3	1144.58
231; 251	SLU	231	30	50	170	150	80	3	1179.94
307; 317	SLU	317	80	50	160	170	80	3	1095.44
352	Pushover -X Massa + e (SLV)	352	50	30	145	150	80	3	970.07

Per ciascuna delle situazioni sopra riportate è stata eseguita verifica a punzonamento del plinto. I risultati sono riportati di seguito facendo riferimento ai dati dei materiali riportati.

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 25 & \text{MPa} \\
 f_{yd} &= 450 & \text{Mpa} = 450000 & \text{kN/m}^2 \\
 \alpha_{fcd} &= 11.76 & \text{Mpa} = 11758 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$



**Tipologia 149; 245; 306; 314;316; 336; 342; 344; 349**

**Dimensioni**

L =	1.25	m dir. 1
H =	1.50	m dir. 2
spessore =	0.80	m
c =	0.03	m (copriferro)

**Armatura disposta**

diametro $\phi$	n° ferri disp.	Area		
16	2	4.02	cm2	Sup
16	2	4.02	cm2	Inf

**Progetto armatura a Punzonamento**

Scarico Pilastro KN
823.66

Dimensioni sezione critica

a =	0.3	m
b =	0.5	m
ucrit =	8.86	m
F' =	823.66	KN
$\beta$ =	1.15	

$V_{Sd,Punz} =$	106.94	KN / m
-----------------	--------	--------

fctd =	1.06	MPa
$\tau_{Rd} =$	0.264290	MPa
k = 1.6-d =	0.83	

**Resistenze senza armatura a Punzonamento**

$VR_{d1,Punz} =$	256.89	KN / m
------------------	--------	--------

Non Occorre armare a  
Punzonamento

$VR_{d2,Punz} =$	411.02	KN / m
------------------	--------	--------

Ok Sezione idonea a  
Punzonamento

## Tipologia 207

### Dimensioni

L =	1.70	m dir. 1
H =	1.60	m dir. 2
spessore =	0.80	m
c =	0.03	m (copriferro)

### Armatura

diametro $\phi$	n° ferri disp.	Area	
16	2	4.02	cm2
16	2	4.02	cm2

### Progetto armatura a Punzonamento

Scarico Pilastro KN
1144.58

### Dimensioni sezione critica

a =	0.3	m
b =	0.5	m
ucrit =	8.86	m
F' =	1144.58	KN
$\beta$ =	1.15	

$V_{Sd,Punz} =$	148.61	KN / m
-----------------	--------	--------

fctd =	1.06	MPa
$\tau_{Rd} =$	0.264290	MPa
k = 1.6-d =	0.83	

### Resistenze senza armatura a Punzonamento

$VR_{d1,Punz} =$	348.10	KN / m
------------------	--------	--------

Non Occorre armare a  
Punzonamento

$VR_{d2,Punz} =$	556.96	KN / m
------------------	--------	--------

Ok Sezione idonea a  
Punzonamento

## Tipologia 231; 251

### Dimensioni

L =	1.70	m dir. 1
H =	1.50	m dir. 2
spessore =	0.80	m
c =	0.03	m (copriferro)

### Armatura

diametro $\phi$	n° ferri disp.	Area	
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>

### Progetto armatura a Punzonamento

Scarico Pilastro KN
1179.94

### Dimensioni sezione critica

a =	0.3	m
b =	0.5	m
ucrit =	8.86	m
F' =	1179.94	KN
$\beta$ =	1.15	

<b>VSd,Punz =</b>	<b>153.20</b>	<b>KN / m</b>
-------------------	---------------	---------------

fctd =	1.06	MPa
$\tau_{Rd}$ =	0.264290	MPa
k = 1.6-d =	0.83	

### **Resistenze senza armatura a Punzonamento**

<b>VRd1,Punz =</b>	<b>348.10</b>	<b>KN / m</b>
--------------------	---------------	---------------

Non Occorre armare a  
Punzonamento

<b>VRd2,Punz =</b>	<b>556.96</b>	<b>KN / m</b>
--------------------	---------------	---------------

Ok Sezione idonea a  
Punzonamento

## Tipologia 307; 317

### Dimensioni

L =	1.70	m dir. 1
H =	1.60	m dir. 2
spessore =	0.80	m
c =	0.03	m (copriferro)

### Armatura

diametro $\phi$	n° ferri disp.	Area	
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>

### Progetto armatura a Punzonamento

Scarico Pilastro KN
1095.44

### Dimensioni sezione critica

a =	0.8	m
b =	0.5	m
ucrit =	9.86	m
F' =	1095.44	KN
$\beta$ =	1.15	

VSd,Punz =	127.80	KN / m
------------	--------	--------

fctd =	1.06	MPa
$\tau_{Rd}$ =	0.264290	MPa
k = 1.6-d =	0.83	

### **Resistenze senza armatura a Punzonamento**

VRd1,Punz =	348.10	KN / m
-------------	--------	--------

Non Occorre armare a  
Punzonamento

VRd2,Punz =	556.96	KN / m
-------------	--------	--------

Ok Sezione idonea a  
Punzonamento

## Tipologia 352

### Dimensioni

L =	1.45	m dir. 1
H =	1.50	m dir. 2
spessore =	0.80	m
c =	0.03	m (copriferro)

### Armatura

diametro $\phi$	n° ferri disp.	Area	
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>
16	2	4.02	cm <sup>2</sup>

### Progetto armatura a Punzonamento

Scarico Pilastro KN
1095.44

#### Dimensioni sezione critica

a =	0.5	m
b =	0.3	m

u<sub>crit</sub> = 8.86 m

F' =	1095.44	KN
$\beta$ =	1.15	

V <sub>Sd,Punz</sub> =	142.23	KN / m
------------------------	--------	--------

f <sub>ctd</sub> =	1.06	MPa
$\tau_{Rd}$ =	0.264290	MPa
k = 1.6-d =	0.83	

### Resistenze senza armatura a Punzonamento

V <sub>Rd1,Punz</sub> =	297.43	KN / m
-------------------------	--------	--------

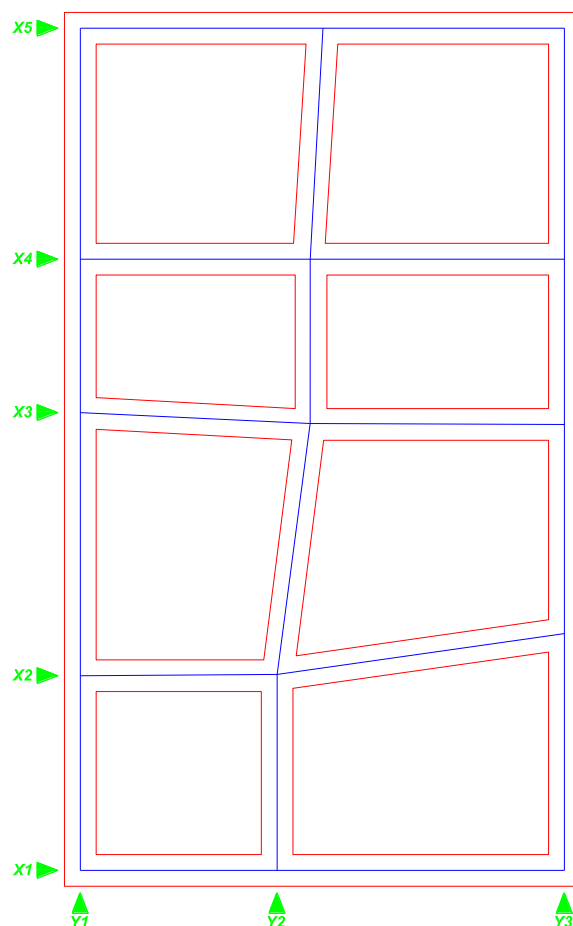
Non Occorre armare a  
Punzonamento

V <sub>Rd2,Punz</sub> =	475.88	KN / m
-------------------------	--------	--------

Ok Sezione idonea a  
Punzonamento

### 9.3 Progetto e verifica della trave di fondazione

Per il progetto e la verifica delle fondazioni si farà riferimento a un modello di trave su suolo alla Winkler ( $k_w=8 \text{ kg/cm}^3$ ). Sono state modellate 8 travate corrispondenti agli allineamenti di seguito riportati.



Ogni travata è stata caricata con carichi distribuiti corrispondenti allo scarico dei pannelli murari (laddove presenti) più lo scarico derivante dai pilastri. In particolare, se un pilastro si trova all'intersezione tra due allineamenti, lo scarico viene ripartito equamente tra le due travate convergenti al nodo.

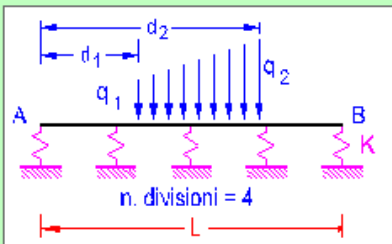
I risultati sono riportati di seguito sinteticamente.

# FOND Y1

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_Y1

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m: 4 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	42,2	42,2	0	4,3
2	42,2	42,2	4,3	10,11
3	42,2	42,2	10,11	13,5

Luca: 18,6 m J: 2.986.666 cm<sup>4</sup> Sezione

E: 31.400 MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$ MPa	0,3011	$\sigma_{tB}$	0,333
max M kNm	-306,4	x max M	16,37
max V kN	319,1	x max V	18,41
f max m	0,004163	x f max	18,6
$\sigma_{tmax}$ MPa	0,333	x $\sigma_{tmax}$	18,6

N° Carichi CONCENTRATI kN: 5 Zoom

N°	F	d
1	280	0
2	331	4,3

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K = 8 daN/cm<sup>3</sup>

b = 0,8 m

n = 100

Reag. traz.

N° Coppie CONCENTRATE kNm: 5 Zoom

N°	W	d
1	-1,39	0
2	1,28	4,3

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2	-232,2	10,17	0,002394	0,1915

Diagrammi

Visualizza    Stampa

N° sezioni di calcolo: 100 Calcola

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      18,6

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	42,2	42,2	0	4,3
2	42,2	42,2	4,3	10,11

3	42,2	42,2	10,11	13,5
4	42,2	42,2	13,5	18,6

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	280	0
2	331	4,3
3	331	10,11
4	288	13,5
5	336	18,6

Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-1,39	0
2	1,28	4,3
3	1,28	10,11
4	4,16	13,5
5	2,1	18,6

Risultati

$\text{Sigma}_{tA} = 0,3011 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma}_{tB} = 0,333 \text{ (MPa)}$

$\text{max } M = -306,4 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max } M = 16,37 \text{ (m)}$

$\text{max } V = 319,1 \text{ kN}$      $x \text{ max } V = 18,41 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,004163 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 18,6 \text{ (m)}$

$\text{Sigma}_t \text{ max} = 0,333 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma}_t \text{ max} = 18,6 \text{ (m)}$

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-232,2	10,17	0,002394	0,1915



Diagramma Momento

File : FOND\_GAE\_Y1 - Trave appoggiata in cls 30x40 cm  
Luce = 18,6 m ; E = 31.400 MPa ; J = 2.986.666 cm<sup>4</sup> ; K = 8 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 0,8 m

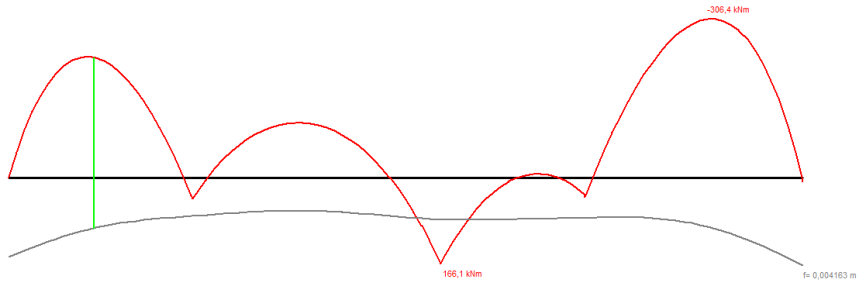
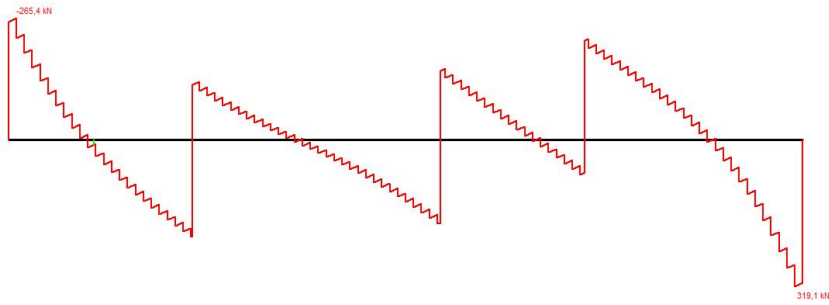
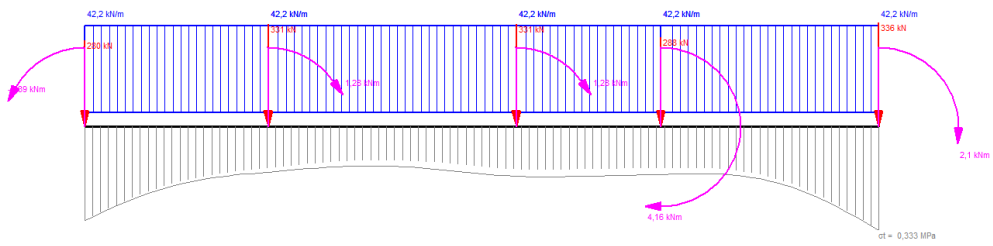


Diagramma Taglio



Carichi

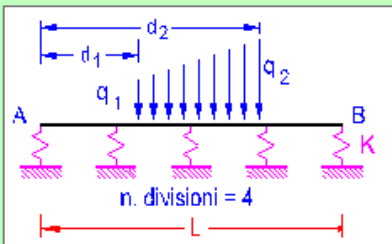


## FOND Y2

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_Y2

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m

N°	q1	q2	d1	d2
1	32	32	0	4,33

N° Carichi CONCENTRATI kN

N°	F	d
1	590	0
2	572	4,33

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K = 8 daN/cm<sup>3</sup>

b = 0,8 m

n = 100

Reag. traz.

Luce 18,66 m J 2.986.666 cm<sup>4</sup> Sezione

E 31.400 MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$ MPa	0,5706	$\sigma_{tB}$	0,2779
max M kNm	-492,8	x max M	1,866
max V kN	-553,4	x max V	0,1864
f max m	0,007133	x f max	0
$\sigma_{tmax}$ MPa	0,5706	x $\sigma_{tmax}$	0

Diagrammi

Visualizza

M V C Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2	-490,3	15,95	0,003904	0,3123

N° sezioni di calcolo 100

Calcola

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      18,66

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	32	32	0	4,33

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	590	0

2	572	4,33
3	548	9,92
4	476	13,55
5	348	18,66

Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-0,87	0
2	1,81	4,33
3	-1,27	9,92
4	-2,03	13,55
5	2,38	18,66

Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,5706 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,2779 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -492,8 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 1,866 \text{ (m)}$

$\text{max V} = -553,4 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 0,1864 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,007133 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 0 \text{ (m)}$

$\text{Sigma\_t max} = 0,5706 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 0 \text{ (m)}$

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-490,3	15,95	0,003904	0,3123

Diagramma Momento

File : FOND\_GAE\_Y2 - Trave appoggiata in cls 30x40 cm  
Luce = 18.66 m ; E = 31.400 MPa ; J = 2.986.666 cm<sup>4</sup> ; K = 8 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 0.8 m

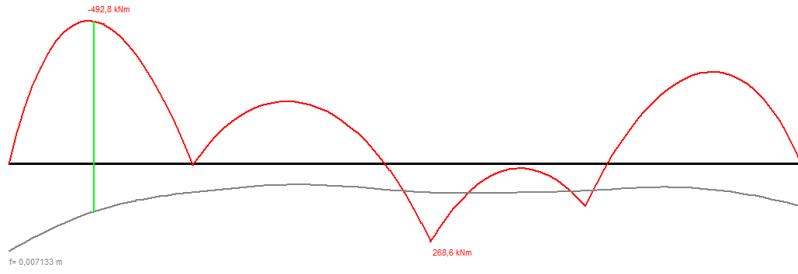
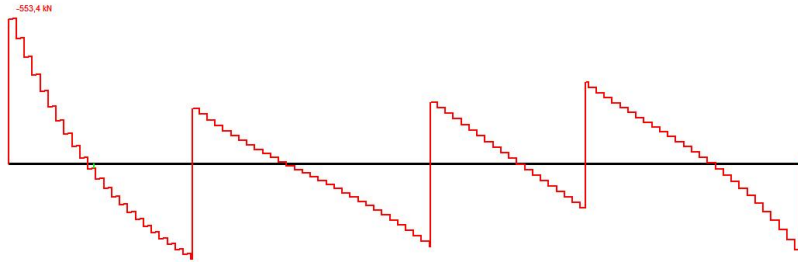
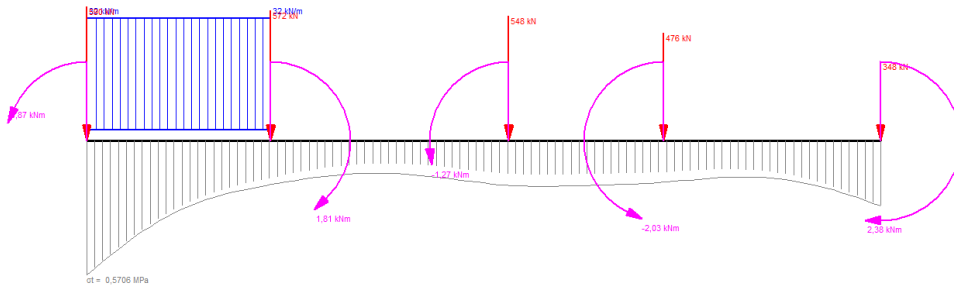


Diagramma Taglio



Carichi



# FOND Y3

**Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_Y3**

File Unità Opzioni ?

**Titolo :** Trave appoggiata in cls 30x40 cm

**Vincoli**

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

**N° Carichi dist. TRAPEZI** 4 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	39,9	39,9	0	5,23
2	39,9	39,9	5,23	9,85
3	39,9	39,9	9,85	13,5
4	39,9	39,9	13,5	18,6

**N° Carichi CONCENTRATI** 5 Zoom

N°	F	d
1	281	0
2	355	5,23

**N° Coppie CONCENTRATE** 5 Zoom

N°	W	d
1	-10,51	0
2	-11,95	5,23

**Fondazione**

- Rigida
- Winkler

K = 8 daN/cm<sup>3</sup>

b = 0,8 m

n = 100

Reag. traz.

**Risultati**

$\sigma_{tA}$  MPa 0,2859     $\sigma_{tB}$  0,2706

max M kNm -265,6    x max M 2,046

max V kN -267,1    x max V 0,1858

f max m 0,003574    x f max 0

$\sigma_{tmax}$  MPa 0,2859    x  $\sigma_{tmax}$  0

**Diagrammi**

Visualizza

M V C

Stampa

**Risultati all'ascissa x**

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma t(x)$
2	-265	-12,45	0,002145	0,1716

N° sezioni di calcolo 100

Calcola

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      18,6

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	39,9	39,9	0	5,23
2	39,9	39,9	5,23	9,85
3	39,9	39,9	9,85	13,5
4	39,9	39,9	13,5	18,6

### Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	281	0
2	355	5,23
3	291	9,85
4	269	13,5
5	269	18,6

### Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-10,51	0
2	-11,95	5,23
3	-3,46	9,85
4	-3,45	13,5
5	-3,45	18,6

### Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,2859 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,2706 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -265,6 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 2,046 \text{ (m)}$

$\text{max V} = -267,1 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 0,1858 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,003574 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 0 \text{ (m)}$

$\text{Sigma\_t max} = 0,2859 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 0 \text{ (m)}$

### Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-265	-12,45	0,002145	0,1716

Diagramma Momento

File : FOND\_GAE\_Y3 - Treve appoggiata in cls 30x40 cm  
Luce = 18,6 m ; E = 31 400 MPa ; J = 2.986.666 cm<sup>4</sup> ; K = 8 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 0,8 m

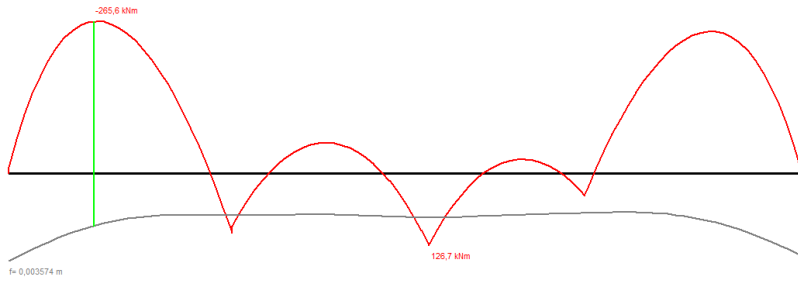
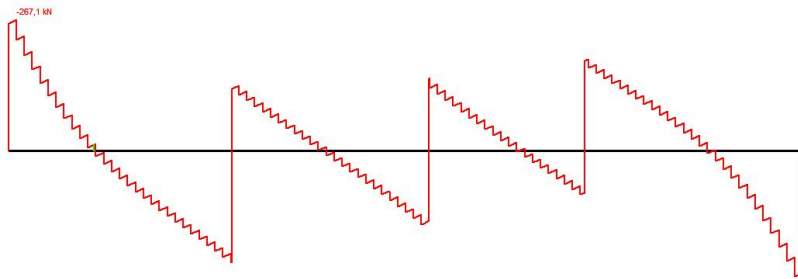
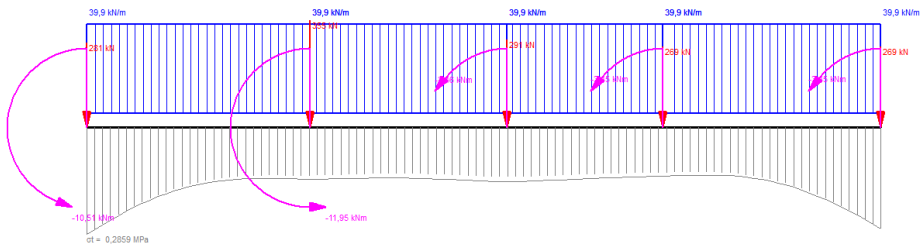


Diagramma Taglio



Carichi

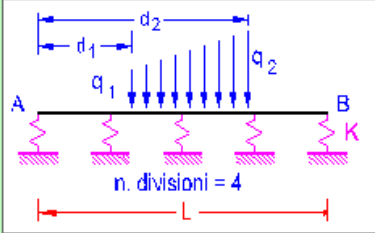


# FOND X1

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_X1

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI  Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	11,2	11,2	0	4,35
2	11,2	11,2	4,35	10,7

N° Carichi CONCENTRATI  Zoom

N°	F	d
1	280	0
2	509	4,35
3	281	10,7

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K =  daN/cm<sup>3</sup>

b =  m

n =

Reag. traz.

Luce  m J  cm<sup>4</sup> Sezione

E  MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$  MPa   $\sigma_{tB}$

max M kNm  x max M

max V kN  x max V

f max m  x f max

$\sigma_{tmax}$  MPa  x  $\sigma_{tmax}$

Diagrammi

Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_{t(x)}$
2	-219,1	31,48	0,002046	0,1637

N° sezioni di calcolo

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      10,7

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	11,2	11,2	0	4,35
2	11,2	11,2	4,35	10,7

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	280	0



2	509	4,35
3	281	10,7

Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-0,82	0
2	-6,71	4,35
3	-0,16	10,7

### Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,2657 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,235 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -292,1 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 8,239 \text{ (m)}$

$\text{max V} = 272,1 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 10,59 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,003321 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 0 \text{ (m)}$

$\text{Sigma\_t max} = 0,2657 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 0 \text{ (m)}$

### Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-219,1	31,48	0,002046	0,1637

Diagramma Momento

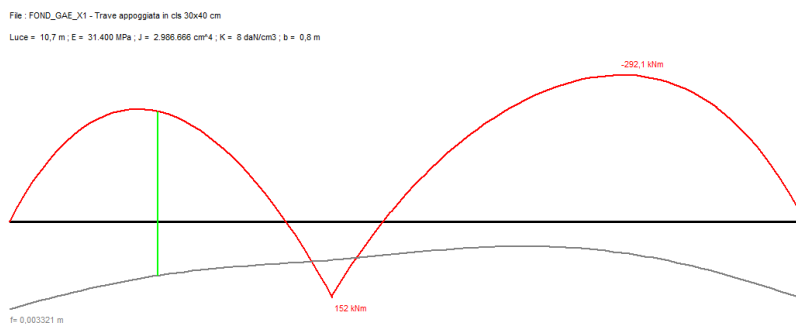
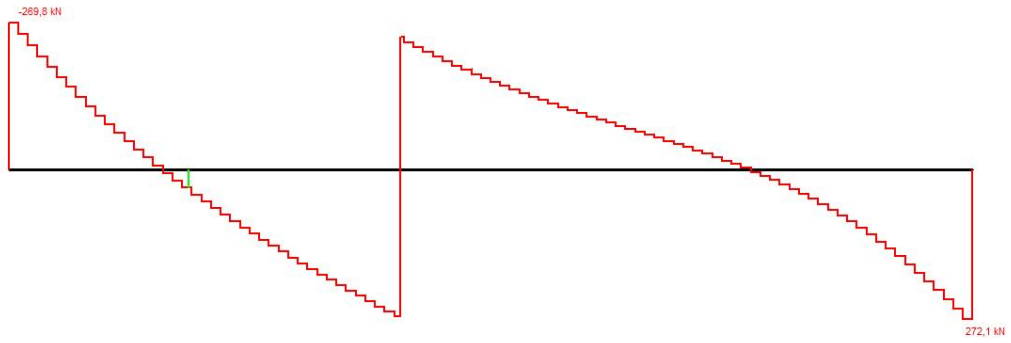
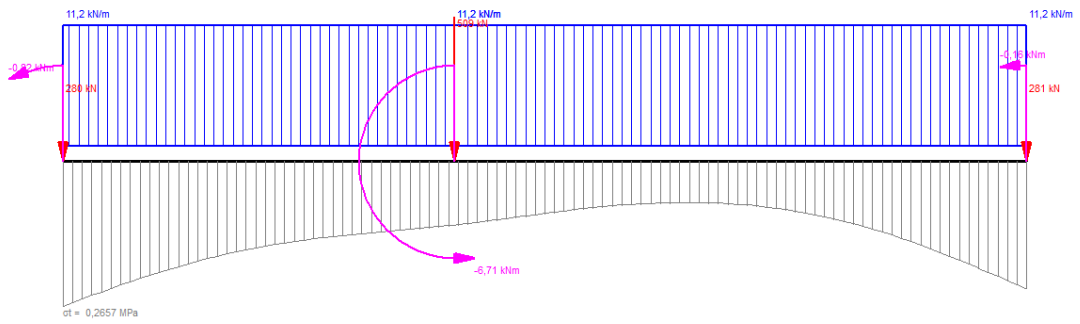


Diagramma Taglio



Carichi

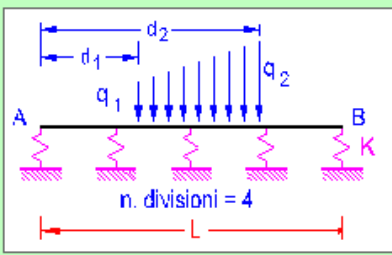


## FOND X2

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_X2

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI  Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	34,4	34,4	0	4,35

N° Carichi CONCENTRATI  Zoom

N°	F	d
1	331	0
2	572	4,35
3	355	10,76

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K =  daN/cm<sup>3</sup>

b =  m

n =

Reag. traz.

Luce  m J  cm<sup>4</sup> Sezione

E  MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$  MPa   $\sigma_{tB}$

max M kNm  x max M

max V kN  x max V

f max m  x f max

$\sigma_{tmax}$  MPa  x  $\sigma_{tmax}$

Diagrammi

Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2	-253	39,97	0,002672	0,2137

N° sezioni di calcolo

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      10,76

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	34,4	34,4	0	4,35

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	331	0
2	572	4,35
3	355	10,76

1	331	0
2	572	4,35
3	355	10,76

Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-0,93	0
2	-6,86	4,35
3	1,59	10,76

Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,3502 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,2789 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -368,7 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 8,285 \text{ (m)}$

$\text{max V} = 343 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 10,65 \text{ (m)}$

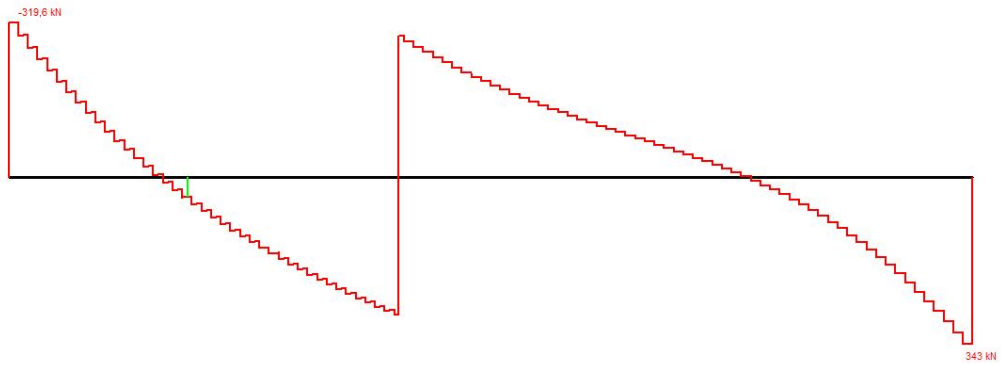
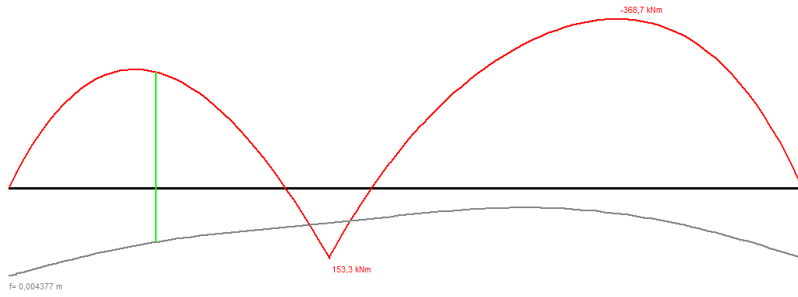
$f \text{ max} = 0,004377 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 0 \text{ (m)}$

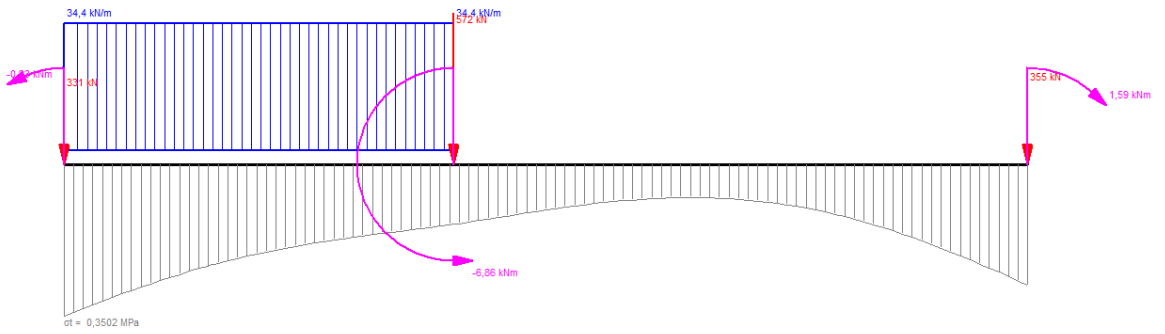
$\text{Sigma\_t max} = 0,3502 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 0 \text{ (m)}$

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-253	39,97	0,002672	0,2137

File : FONDO\_GAE\_Q2 - Trave appoggiata in cls 30x40 cm  
Luce = 10,76 m ; E = 31.400 MPa ; J = 2.990.666 cm<sup>4</sup> ; K = 6 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 0,0 m



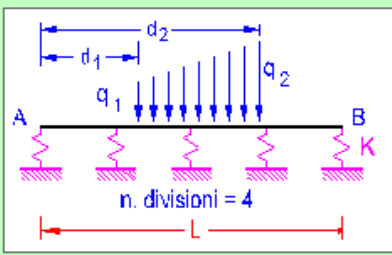


## FOND X3

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_X3

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m  Zoom

N° Carichi CONCENTRATI kN  Zoom

N°	F	d
1	291	0
2	548	5,09
3	318	10,71

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K =  daN/cm<sup>3</sup>

b =  m

n =

Reag. traz.

Luce  m J  cm<sup>4</sup> Sezione

E  MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$ MPa	<input type="text" value="0,24"/>	$\sigma_{tB}$	<input type="text" value="0,2561"/>
max M kNm	<input type="text" value="-304,4"/>	x max M	<input type="text" value="8,568"/>
max V kN	<input type="text" value="307"/>	x max V	<input type="text" value="10,6"/>
f max m	<input type="text" value="0,003201"/>	x f max	<input type="text" value="10,71"/>
$\sigma_{tmax}$ MPa	<input type="text" value="0,2561"/>	x $\sigma_{tmax}$	<input type="text" value="10,71"/>

N° Coppie CONCENTRATE kNm  Zoom

N°	W	d
1	-0,06	0
2	-0,84	5,09
3	-0,78	10,71

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2	-262,5	-2,345	0,001674	0,1339

Diagrammi

Visualizza

N° sezioni di calcolo

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      10,71

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	291	0
2	548	5,09
3	318	10,71

### Coppie (kNm)

N°	W	d
1	-0,06	0
2	-0,84	5,09
3	-0,78	10,71

### Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,24 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,2561 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -304,4 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 8,568 \text{ (m)}$

$\text{max V} = 307 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 10,6 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,003201 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 10,71 \text{ (m)}$

$\text{Sigma\_t max} = 0,2561 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 10,71 \text{ (m)}$

### Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-262,5	-2,345	0,001674	0,1339

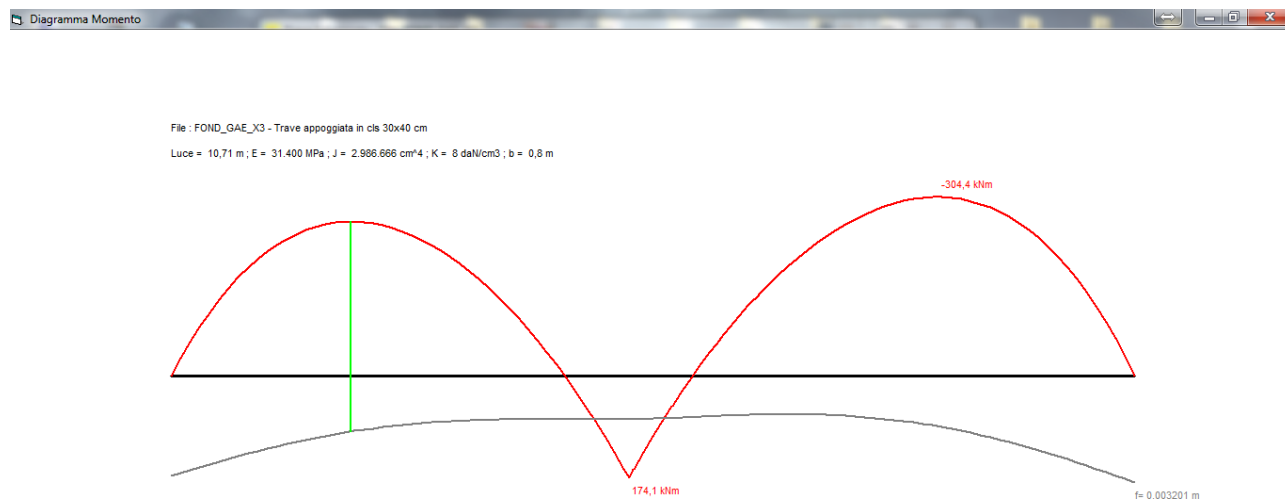
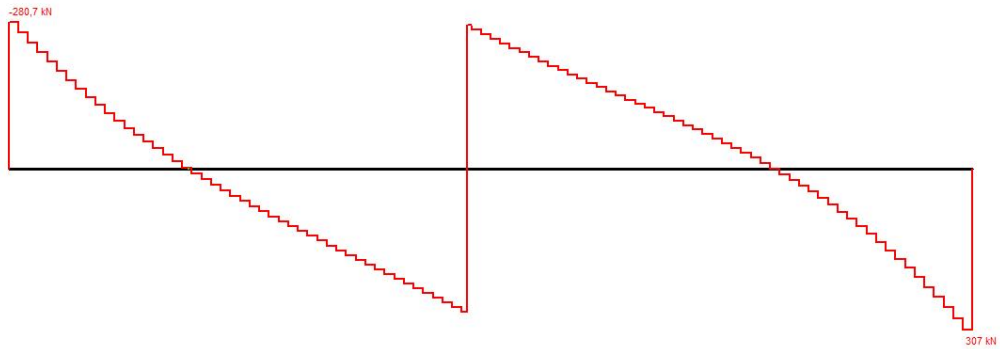
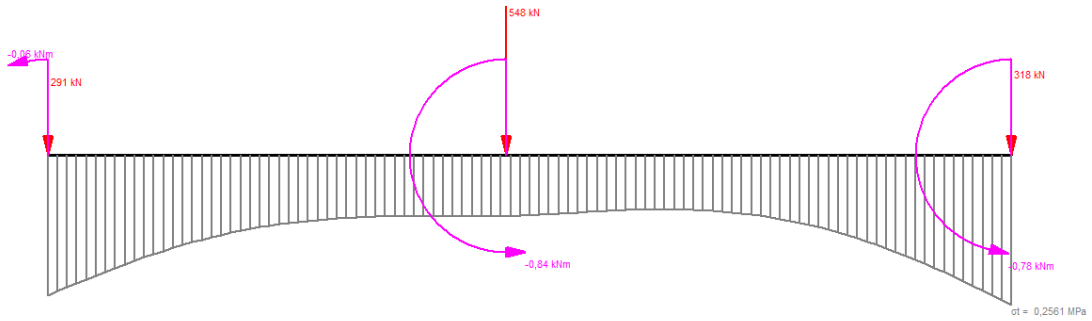




Diagramma Taglio



Carichi

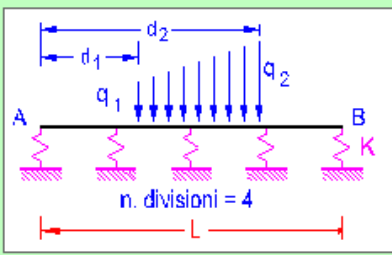


## FOND X4

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_X4

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm



Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m  Zoom

N° Carichi CONCENTRATI kN  Zoom

N°	F	d
1	269	0
2	476	5,08
3	288	10,7

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K =  daN/cm<sup>3</sup>

b =  m

n =

Reag. traz.

Luce  m J  cm<sup>4</sup> Sezione

E  MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$  MPa   $\sigma_{tB}$

max M kNm  x max M

max V kN  x max V

f max m  x f max

$\sigma_{tmax}$  MPa  x  $\sigma_{tmax}$

Diagrammi

Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_{t(x)}$
2	-242,3	-3,011	0,001523	0,1218

N° sezioni di calcolo

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      10,7

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	269	0
2	476	5,08
3	288	10,7

### Coppie (kNm)

N°	W	d
1	0,01	0
2	-1,07	5,08
3	-0,68	10,7

### Risultati

$\text{Sigma}_{tA} = 0,2233 \text{ (MPa)}$     $\text{Sigma}_{tB} = 0,233 \text{ (MPa)}$

$\text{max } M = -274,4 \text{ (kNm)}$     $x \text{ max } M = 8,453 \text{ (m)}$

$\text{max } V = 278 \text{ kN}$     $x \text{ max } V = 10,59 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,002912 \text{ (m)}$     $x \text{ f max} = 10,7 \text{ (m)}$

$\text{Sigma}_t \text{ max} = 0,233 \text{ (MPa)}$     $x \text{ Sigma}_t \text{ max} = 10,7 \text{ (m)}$

### Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-242,3	-3,011	0,001523	0,1218

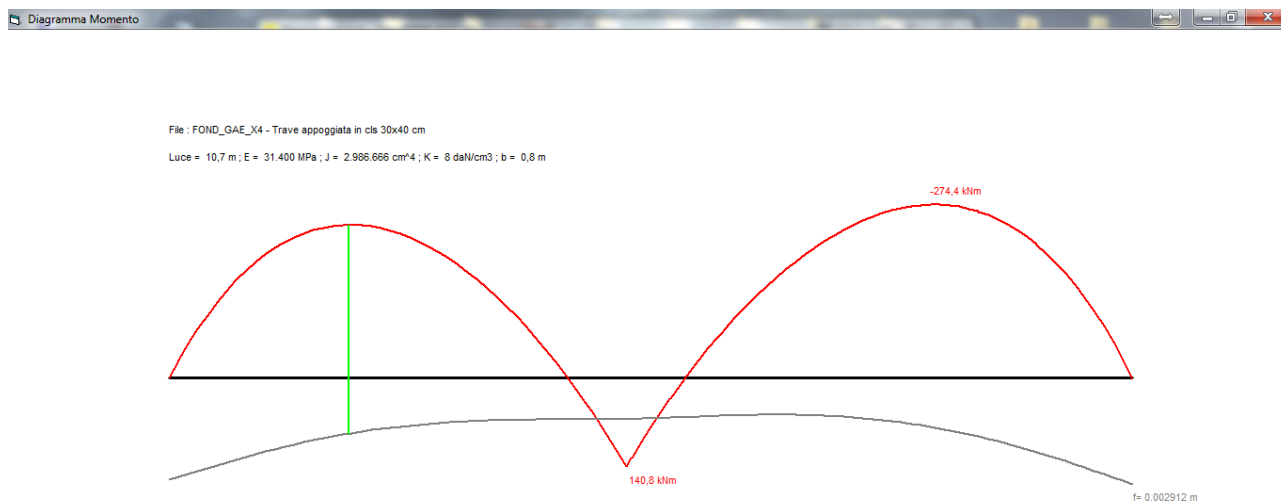
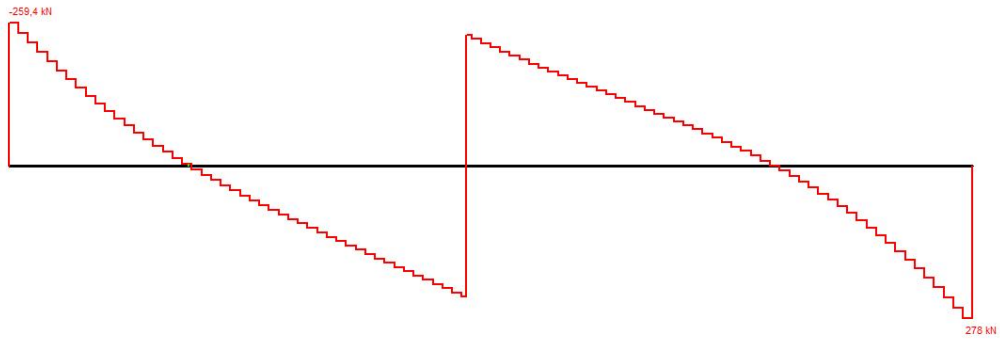
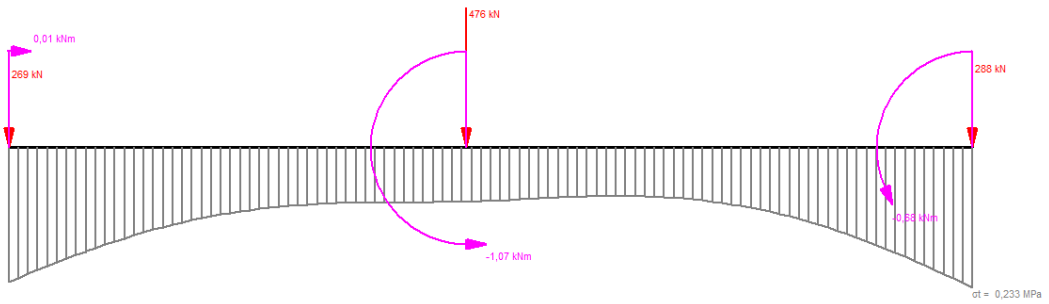


Diagramma Taglio



Carichi



# FOND X5

Trave 1 Campata - File: FOND\_GAE\_X5

File Unità Opzioni ?

Titolo : Trave appoggiata in cls 30x40 cm

Vincoli

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m  Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	31,4	31,4	0	5,36
2	31,4	31,4	5,36	10,7

N° Carichi CONCENTRATI kN  Zoom

N°	F	d
1	332	0
2	348	5,36
3	336	10,7

Fondazione

- Rigida
- Winkler

K =  daN/cm<sup>3</sup>

b =  m

n =

Reag. traz.

Luce  m J  cm<sup>4</sup> Sezione

E  MPa  Distanze parziali

Risultati

$\sigma_{tA}$ MPa	<input type="text" value="0,3212"/>	$\sigma_{tB}$ MPa	<input type="text" value="0,3248"/>
max M kNm	<input type="text" value="-308,3"/>	x max M	<input type="text" value="8,56"/>
max V kN	<input type="text" value="325,5"/>	x max V	<input type="text" value="10,59"/>
f max m	<input type="text" value="0,004059"/>	x f max	<input type="text" value="10,7"/>
$\sigma_{tmax}$ MPa	<input type="text" value="0,3248"/>	x $\sigma_{tmax}$	<input type="text" value="10,7"/>

N° Coppie CONCENTRATE kNm  Zoom

N°	W	d
1	0,27	0
2	0,33	5,36
3	-0,59	10,7

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_{t(x)}$
2	<input type="text" value="-306,2"/>	<input type="text" value="-20,18"/>	<input type="text" value="0,002041"/>	<input type="text" value="0,1632"/>

N° sezioni di calcolo

Diagrammi

Visualizza

----- DATI : -----

E (MPa)      J (cm<sup>4</sup>)      Luce (m)

31.400      2.986.666      10,7

Vincoli: Fondazione su suolo elastico; K = 8 daN/cm<sup>3</sup>; b = 0,8 m; suolo non reagente a trazione

Carichi distribuiti trapezi (kN/m)

N°	q1	q2	d1	d2
1	31,4	31,4	0	5,36
2	31,4	31,4	5,36	10,7

### Carichi concentrati (kN)

N°	F	d
1	332	0
2	348	5,36
3	336	10,7

### Coppie (kNm)

N°	W	d
1	0,27	0
2	0,33	5,36
3	-0,59	10,7

### Risultati

$\text{Sigma\_tA} = 0,3212 \text{ (MPa)}$      $\text{Sigma\_tB} = 0,3248 \text{ (MPa)}$

$\text{max M} = -308,3 \text{ (kNm)}$      $x \text{ max M} = 8,56 \text{ (m)}$

$\text{max V} = 325,5 \text{ kN}$      $x \text{ max V} = 10,59 \text{ (m)}$

$f \text{ max} = 0,004059 \text{ (m)}$      $x f \text{ max} = 10,7 \text{ (m)}$

$\text{Sigma\_t max} = 0,3248 \text{ (MPa)}$      $x \text{ Sigma\_t max} = 10,7 \text{ (m)}$

### Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	Sigma_t(x)
2	-306,2	-20,18	0,002041	0,1632

Diagramma Momento

File : FOND\_GAE\_X5 - Trave appoggiata in cls 30x40 cm  
Luce = 10.7 m, E = 31 400 MPa, J = 2.986.666 cm<sup>4</sup>, K = 8 daN/cm<sup>3</sup>, b = 0.8 m

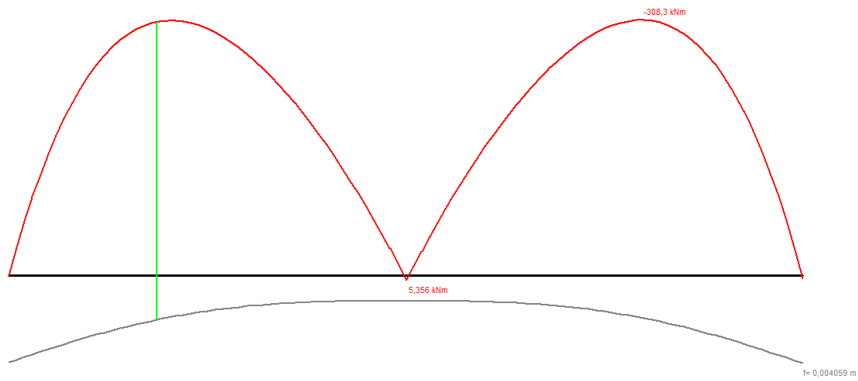
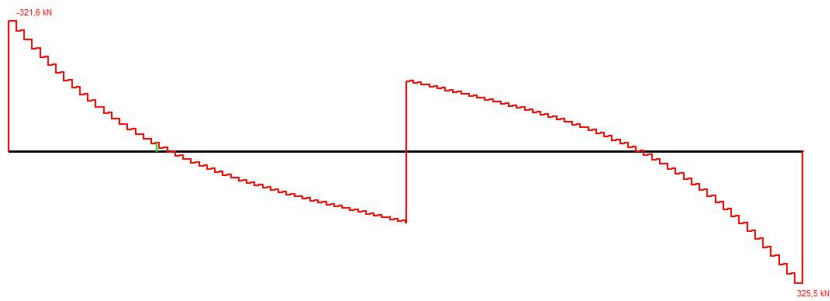
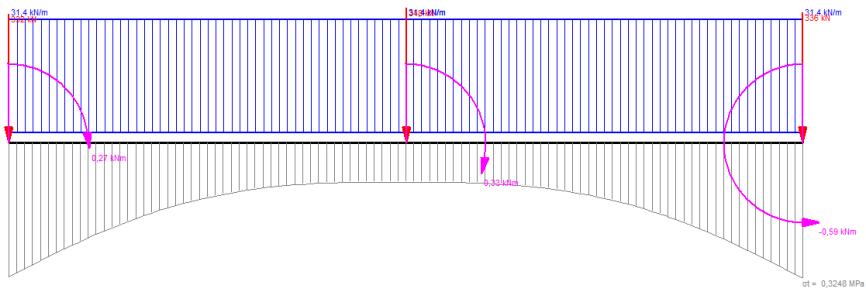


Diagramma Taglio



Carichi



# PROGETTO TRAVE DI FONDAZIONE

M =	-306,4 kNm	V =	319,1 kN
M =	-492,8 kNm	V =	-553,4 kN
M =	-265,6 kNm	V =	-267,1 kN
M =	-292,1 kNm	V =	272,1 kN
M =	-368,7 kNm	V =	343 kN
M =	-304,4 kNm	V =	307 kN
M =	-274,4 kNm	V =	278 kN
M =	-308,3 kNm	V =	325,5 kN
MIN M	-492,8 kNm	MIN V	-553,4 kN
		MAX V	343 kN

## PROGETTO

Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo  
 S.L.U.  Metodo n

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
 A's/A\_s %: 0 %

Criteri di progetto  
 Fissa altezza H: 80 cm Arrotond. 1 cm  
 Fissa Base B: 25 cm 5 cm  
 Fissa Base e Altezza

Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  19,33 x/d 0,085  $\delta$  0,700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore  
**4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 20**  
 A's 18,85 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 18,85

Armatura inferiore  
**4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 20**  
 A\_s 18,85 cm<sup>2</sup> +7,8% A\_s min 17,48  
 A's/A\_s: 100% %  $\rho_s$  0,99 %  
 Incidenza acciaio 200,8 kg/m<sup>3</sup>

Taglio  
 $\tau_{max}$  3,246 N/mm<sup>2</sup>  
 Staffe  **$\phi$ 10/23** a 4 bracci  
 Staffatura minima  **$\phi$ 10/33**  
 Staff. minima per VEEd = 389,6 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Scelta diametri autom.  
 $\phi$  minimo 16 mm  
 $\phi$  massimo 20 mm

Scelta diametri manuale  
 N°  $\phi$


Armatura superiore  
 2  $\phi$  20  
 0  $\phi$  18  
 0  $\phi$  20

Armatura inferiore  
 2  $\phi$  20  
 0  $\phi$  18  
 0  $\phi$  20

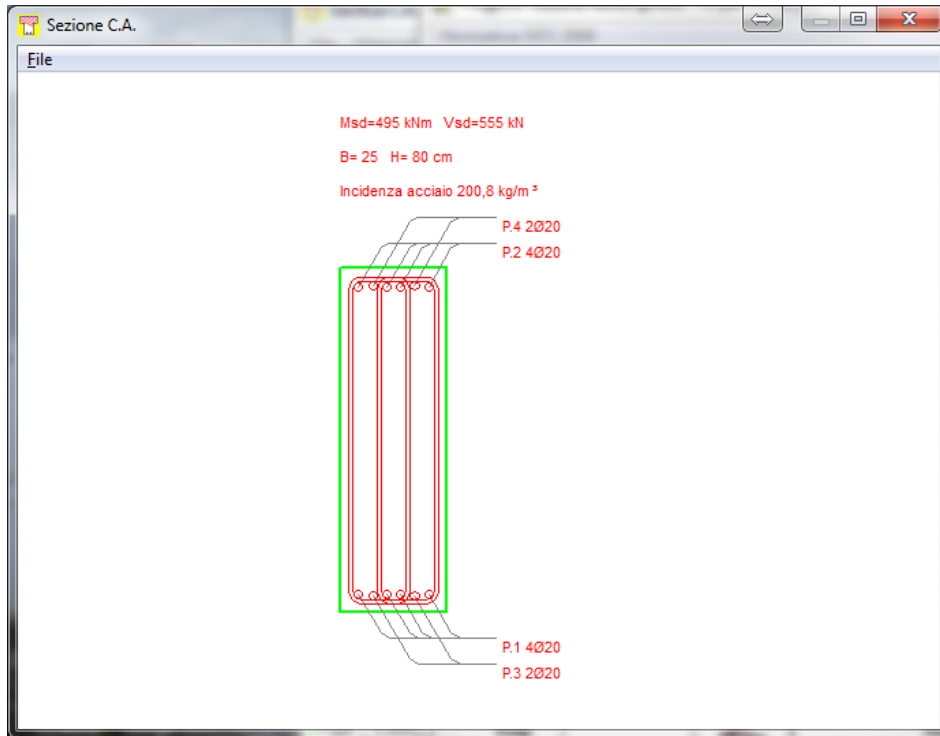
Opzioni taglio  
 minimizza staffe  
 cot  $\theta$  1,529  
 no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 10 mm  
 n° bracci 4  
 $\phi$  reggistaffe 20  
 gancio 135°

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni  
 L'inclinazione delle bielle compresse è stata ridotta per soddisfare la verifica a taglio. Nel calcolo dell'armatura minima a taglio governa il passo massimo s=33cm rispetto al rapporto minimo di armatura (NTC #4.1.6.1.1). Il diametro della staffatura minima può quindi essere limitato a 6mm.

Help  Ricalcola





## VERIFICA

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	25	80	1	18,84	4
			2	18,84	76

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 495 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0,6
		τ <sub>c1</sub>	1,829

M<sub>xRd</sub> 533,1 kN m

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 35,67 ‰  
 d 76 cm  
 x 6,791 x/d 0,08936  
 δ 0,7

