



# CITTA' DI CASTEL MAGGIORE

Provincia di Bologna

3° Settore LL.PP. e ambiente

Settore Lavori Pubblici, Manutenzione

Via Matteotti, 10, - 40013 Castel Maggiore (Bologna)

## DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

### BARRIERE METALLICHE STRADALI INERENTI MANUFATTI ESISTENTI

Via Nanni e Via Bonora

## PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

OGGETTO DELL'ELABORATO:

*RELAZIONE DI CALCOLO  
VIA BONORA*

ELABORATO:

**B.1**

CUP

G71B14000120004

DATA:

13/11/2017

SCALA:

-

IL R.U.P.

Geom. Lucia Campana

IL PROGETTISTA E DD.LL.



Dott. Ing. Stefano Cassarini

Via Imerio, 10  
40126 Bologna

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
1	07/09/2015	Revisione	R.M.	M.B.	S.C.
2	26/07/2016	Revisione	R.M.	M.B.	S.C.
3	13/11/2017	Revisione	R.M.	M.B.	S.C.

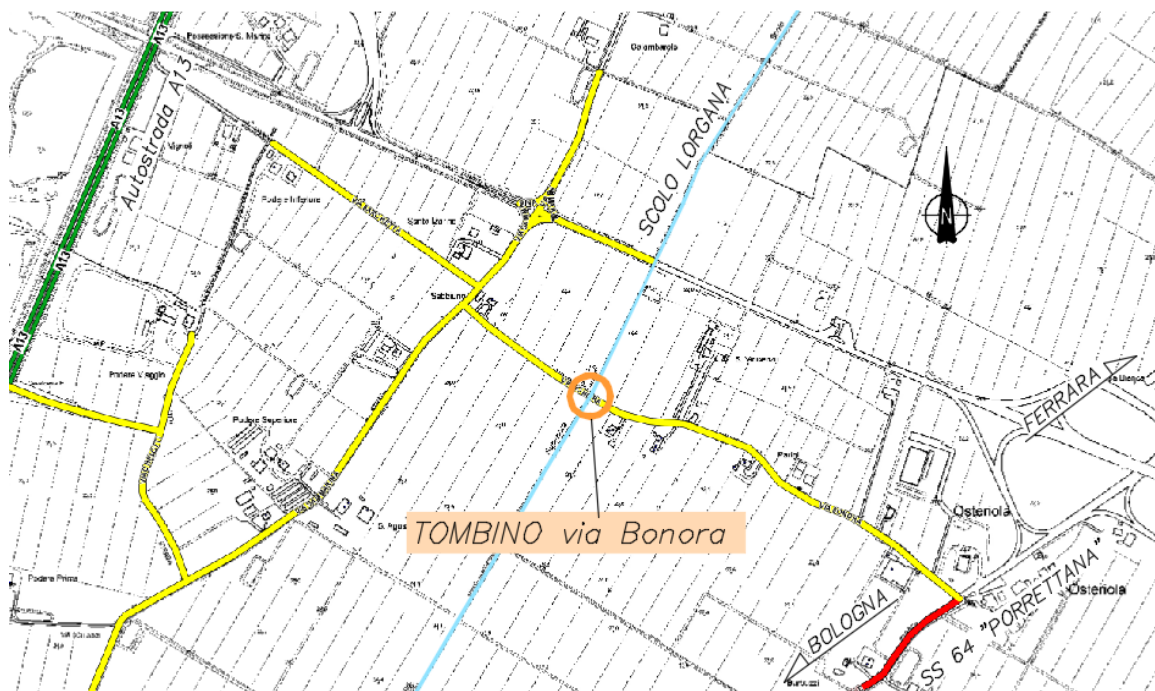
# INDICE

1	PREMESSE.....	2
2	Normativa.....	5
3	Materiali .....	8
3.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni .....	8
3.2	Conglomerato cementizio strutturale.....	8
3.3	Acciaio per cemento armato .....	8
3.4	Acciaio per carpenteria .....	8
3.5	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	9
3.6	Aderenza barre per c.a. ....	9
4	Verifiche strutturali .....	10
4.1	Cordolo .....	10
4.1.1	Modello e carichi applicati .....	13
4.1.2	Verifica fondazione diretta.....	21
4.1.3	Azioni interne e Verifiche SLU-SLE .....	24
4.1.4	Verifiche a scorrimento .....	36
4.2	Muro di testata.....	37
4.3	Scatolare in c.a.v. 150x125x16 cm .....	38
4.4	Tombino esistente.....	39
5	Conclusioni .....	40

## 1 PREMESSE

La presente relazione ha per oggetto la verifica degli elementi strutturali interessati dai lavori sul tombino esistente completamente demolito, in particolare:

- Rifacimento cordoli e muri con soletta in c.a. C32/40 e barre B450C.
- Scatolare in c.a.v. 150x125x16 cm C40/50
- Posa in opera nuova barriera di sicurezza tipo H2 bordo ponte.



Corografia

Seguono i materiali adottati :

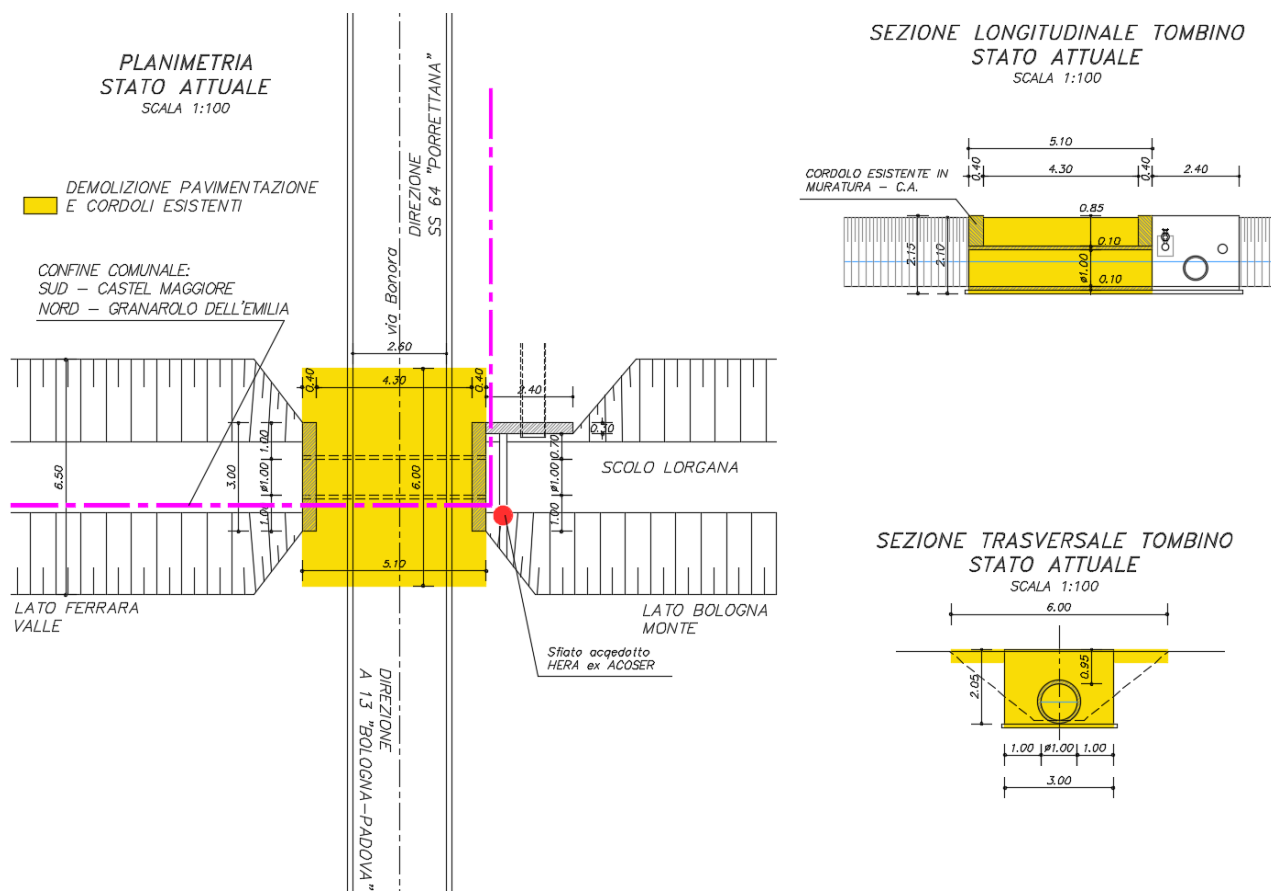
<u>ELEMENTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO</u>	CLASSE RESISTENZA	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI CONSISTENZA (SLUMP)	DIAMETRO MAX INERTE ( $d_{max}$ )	COPRIFERRO NOMINALE MIN. (mm)	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO	QUANTITA' MINIMA CEMENTO ( $dm^3/m^3$ )	TIPO CEMENTO
SOTTOFONDAZIONE	C12/15	—	—	—	—	—	100	CEM II/B-L 32,5
SOLETTA E CORDOLI	C32/40	XF2	S4	32 mm	40	0,40	414	CEM II/B-L 32,5

<u>ELEMENTI IN ACCIAIO</u>	TIPO	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$(f_t/f_y)_k$	$(f_y/f_{y-nom})_k$	Allungamento ( $A_{gt}$ ) <sub>k</sub>
PER CA	B450C	$\geq 450$ N/mm <sup>2</sup>	$\geq 540$ N/mm <sup>2</sup>	$\geq 1.15$ e $\leq 1.35$	$\leq 1.25$	$> 7.5\%$
PER PROFILI ( $s < 40$ MM)	S235	$\geq 235$ N/mm <sup>2</sup>	$\geq 360$ N/mm <sup>2</sup>			

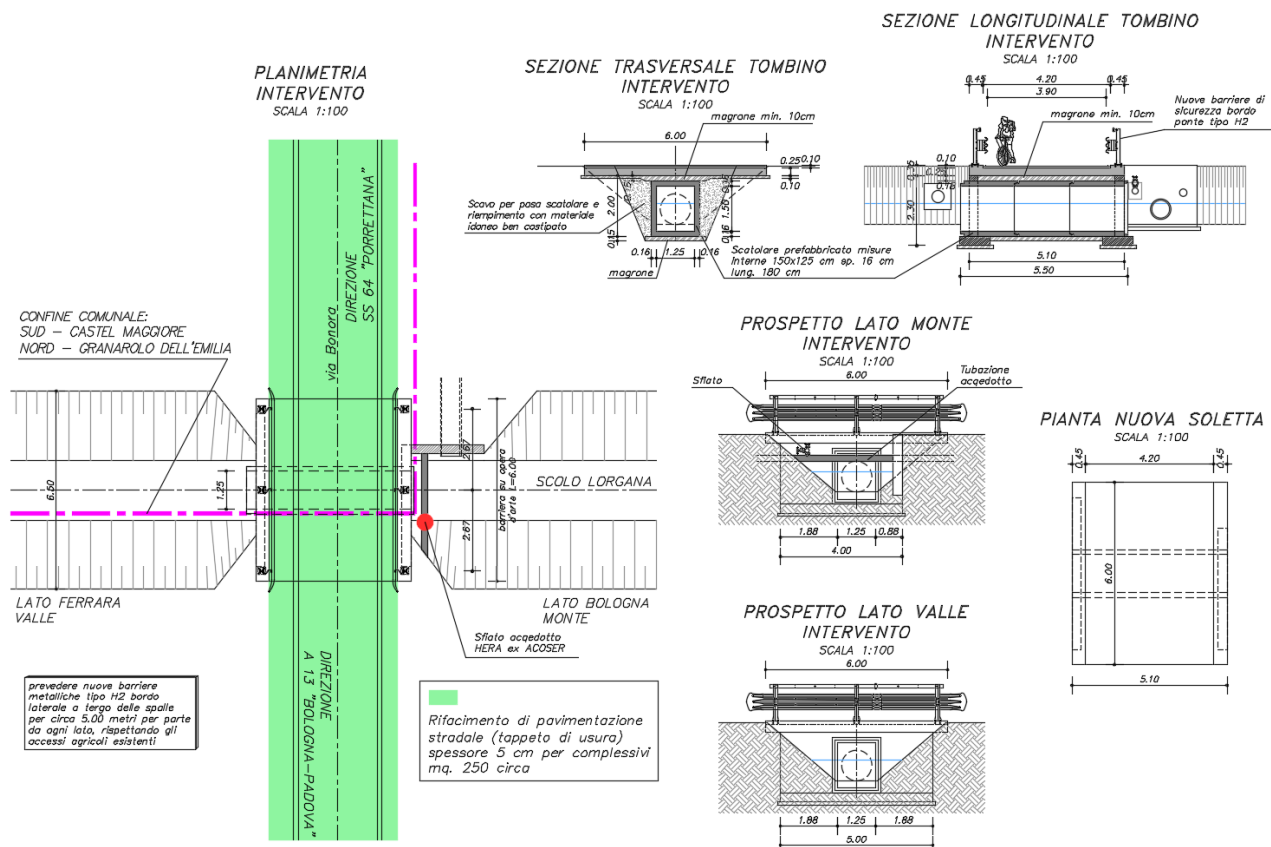
**PRESCRIZIONI:**

- VERIFICARE LE QUOTE IN CANTIERE
- SOVRAPPOSIZIONE MINIMA DELLE BARRE: 40  $\phi$  in zona tesa e 30  $\phi$  in zona compressa
- SOVRAPPOSIZIONE MINIMA DELLE RETI n. 2 MAGLIE

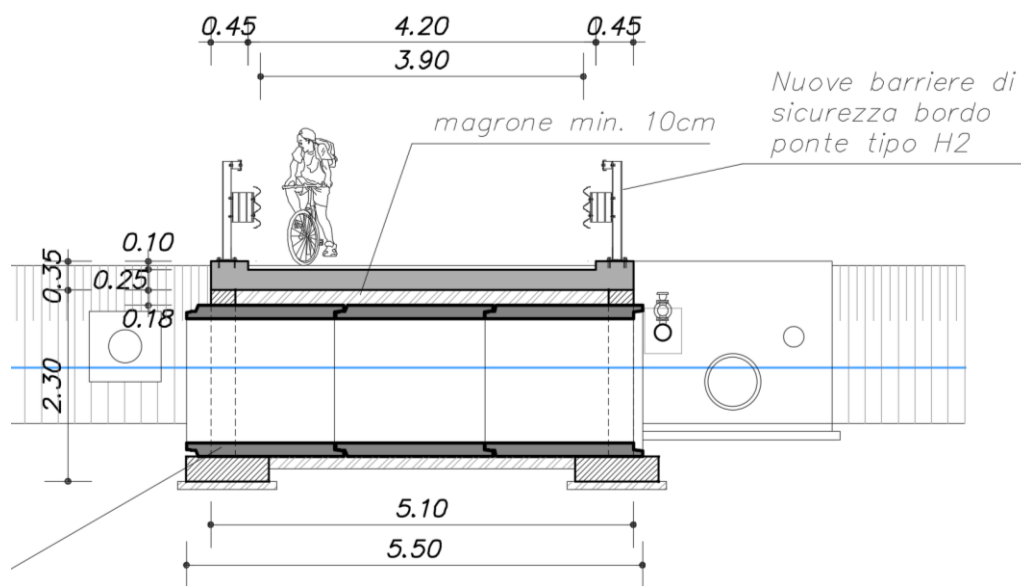
Seguono le rappresentazioni grafiche per stato di fatto e progetto.



### Stato di fatto e demolizioni



### Progetto



*Particolare muro, soletta scatolare e barriere*

## 2 NORMATIVA

Il progetto adotta in toto le disposizioni contenute nelle NTC'08 e nella relativa circolare esplicativa del 2009. Segue l'elenco di riferimento normativo generale :

♦ *Legge nr. 1086 del 5 Settembre 1971*

Norme per la disciplina delle opere in cemento armato normale e precompresso e a struttura metallica.

♦ *Legge n° 64 del 02/02/1974*

Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

♦ *Decreto Ministeriale del 21 Gennaio 1981 e successivi aggiornamenti*

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

♦ *Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici nr. 21597 del 3 Giugno 1982 e successivi aggiornamenti*

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

♦ *Decreto Ministeriale del 27 Luglio 1985 e successivi aggiornamenti*

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

♦ *Decreto Ministeriale del 4 Maggio 1990*

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.

♦ *Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996*

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

♦ *Decreto Ministeriale del 16 Gennaio 1996*

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

♦ *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, pubblicata sul Supplemento Ordinario n. 72 alla Gazzetta Ufficiale n. 105 del 8 maggio 2003*

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", con collegata previsione di un regime transitorio disciplinato dall'art. 2, comma 2.

♦ *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri nr.3431 del 03 Marzo 2005*

Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 per edifici e ponti.

♦ *D. M. 14 settembre 2005, pubblicato sul Supplemento Ordinario n. 159 alla Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005*

"Norme tecniche per le costruzioni", con entrata in vigore dal 23 ottobre 2005 e conseguente periodo transitorio di 18 mesi, come definito dall'art. 14-undecies della legge 17 agosto 2005, n. 168, di conversione del decreto-legge 30 giugno 2005, n. 115.

♦ *Delibera Regione dell'Emilia Romagna n.1677 del 23/10/2005.*

- ♦ *Decreto Milleproroghe - D.L. n. 300 /2006, pubblicato sulla G. U. del 26/02/07*

Ha fatto slittare al 31 dicembre 2007 il termine del periodo di applicazione facoltativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

- ♦ ***Norme tecniche per le Costruzioni 2008 - D.M. 14/01/2008, pubblicato sulla G. U. del 04/02/08***

**"Norme tecniche per le costruzioni", con entrata in vigore dal 5 marzo 2008 e conseguente periodo transitorio di 18 mesi sino al 30 giugno 2009, come definito dall'art. 20 della legge 28 febbraio 2008, n. 31.**

- ♦ *Milleproroghe - L. n. 31 /2008, pubblicato sulla G. U. del 29/02/08*

Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge n.248 del 31 dicembre 2007, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria. Ha fatto slittare al 30 giugno 2009 il termine del periodo di possibile applicazione dei D.M. '96.

- ♦ ***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.**

- ♦ *UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.*
- ♦ *UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.*
- ♦ *UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.*
- ♦ *UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.*
- ♦ *UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.*
- ♦ *UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.*
- ♦ *UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*
- ♦ *UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.*
- ♦ *UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.*
- ♦ *UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.*

- ♦ *UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.*
- ♦ *UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.*
- ♦ *UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.*
- ♦ *UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

Per le barriere di sicurezza si hanno i seguenti riferimenti :

- ♦ *D.M. 18.02.1992 n. 223 "Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza" (G.U. 16.03.1992, n. 63);*
- ♦ *D.M. 03.06.1998 "Istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza. Prescrizioni tecniche per le prove ai fini dell'omologazione" (G.U. 29.10.1998, n. 453);*
- ♦ *D.M. 05.11.2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade";*
- ♦ *D.M. 21.06.2004 "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale" (G.U. 05.08.2004, n. 182);*
- ♦ *Direttiva 25.08.2004 "Criteri di progettazione, installazione, verifica e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali";*
- ♦ *ANAS, Linee guida per le protezioni di sicurezza passiva, Criteri per la scelta e la disposizione su strada dei dispositivi di sicurezza, Edizione Marzo 2008;*
- ♦ *Circ. MIT prot. 0062023 del 21/07/2010 – Uniforme applicazione delle norme in materia di progettazione, omologazione e impiego di dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.*
- ♦ *UNI EN 1317-1 "Barriere di sicurezza stradali: Terminologia e criteri generali per i metodi di prova";*
- ♦ *UNI EN 1317-2 "Barriere di sicurezza stradali. Classi di prestazione, criteri di accettazione delle prove d'urto e metodi di prova per le barriere di sicurezza";*
- ♦ *UNI EN 1317-3 "Barriere di sicurezza stradali: classi di prestazioni, criteri di accettabilità basati sulla prova di impatto e metodi di prova per attenuatori d'urto";*
- ♦ *UNI ENV 1317-4 "Barriere di sicurezza stradali: classi di prestazione, criteri di accettazione per la prova d'urto e metodi di prova per terminali e transizioni delle barriere di sicurezza".*



### 3 MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

#### 3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO STRUTTURALE

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF2
Classe di consistenza	S4

#### 3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

#### 3.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA

Per le carpenterie metalliche si adotta acciaio del tipo S235 che presenta le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$
--	----------------------------------

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 235 / 1,05 = 223,81 \text{ N/mm}^2$$

### 3.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto  $c_{nom} = \text{mm}$ , valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

### 3.6 ADERENZA BARRE PER C.A.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a  $\varnothing 32$  mm; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$

$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{min\_zona\_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \frac{l_{min\_zona\_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

$$l_{min \text{ zona tesa}} = [56 \varnothing]_{100\%} = [40 \varnothing]_{70\%}$$

$$l_{min \text{ zona compr}} = [38 \varnothing]_{100\%} = [30 \varnothing]_{70\%}$$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$$l_{min \text{ zona tesa}} = 40 \varnothing$$

$$l_{min \text{ zona compr}} = 30 \varnothing$$

## 4 VERIFICHE STRUTTURALI

### 4.1 CORDOLO

Si riportano la geometria, i carichi e le verifiche per la struttura in oggetto.

Si adottano le barriere di sicurezza in base alla vigente normativa (D.M. 21/06/2004) ed al livello di traffico :

Livello di Traffico	TGM bidirezionale	% veicoli pesanti
I	$\leq 1000$	qualunque
	$> 1000$	$\leq 5$
II	$> 1000$	5 – 15
III	$> 1000$	$> 15$

Tabella 1 - Classificazione dei Livelli di Traffico per la scelta tipologica

Tipo di strada	Traffico	Destinazione barriere		
		Barriere spartitraffico	Barriere bordo lat	Barriere bordo ponte
Autostrade (A) e strade extraurbane principali (B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4	H2-H3	H3-H4
Strade extraurbane secondarie (C) e Strade urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

Tabella 2 - Classificazione progettuale dei dispositivi di sicurezza longitudinali

I dispositivi di sicurezza per bordo laterale su opera d'arte sono di tipo H2, a favore di sicurezza si adottano le azioni relative alla classe superiore H4.

Il presente allegato presenta i calcoli per le verifiche necessarie affinché il complesso barriera-cordolo non subisca roto-traslazioni eccessive in seguito all'urto di un mezzo pesante.

In particolare:

Pb: è il peso per metro lineare di barriera metallica. In media le barriere di tale classe hanno pesi prossimi ai 1.50 kN/m.

Pr: è il peso per metro lineare di rete antiproiezione (non presente). In media le barriere di tale classe hanno pesi prossimi ai 1.00 kN/m.

Pc: è il peso soletta-cordolo pari a 25-35 cm di c.a..

Cpneri: è il carico permanente della nuova sovrastruttura pari a 2.30 kN/mq

Cacc: si analizzano i carichi relativi ad un ponte di 1° categoria con larghezza inferiore a 5.40 m con colonna di carico larga 3.00 m. I carichi distribuito e concentrato da traffico sono pari a 9.00-2.50 kN/mq (nella corsia da 3.00 m o al di fuori) e n.4 ruote da 150 kN su impronte

40x40 cm ad interasse 2.00x1.20 m (1.20 m nella direzione del traffico). L'impronta di carico si diffonde sino al piano medio della soletta a 45° (5 cm neri e 25/2 cm di c.a.) raggiungendo la dimensione di 75x75 cm.

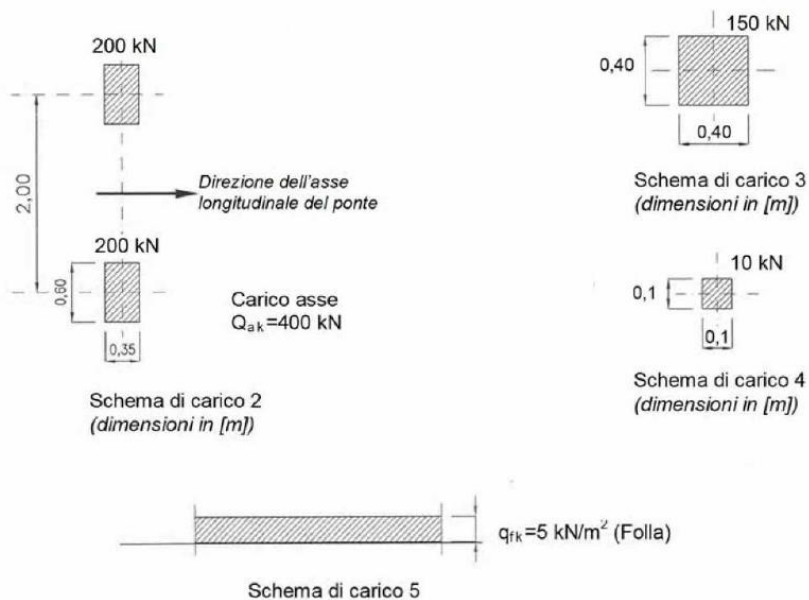
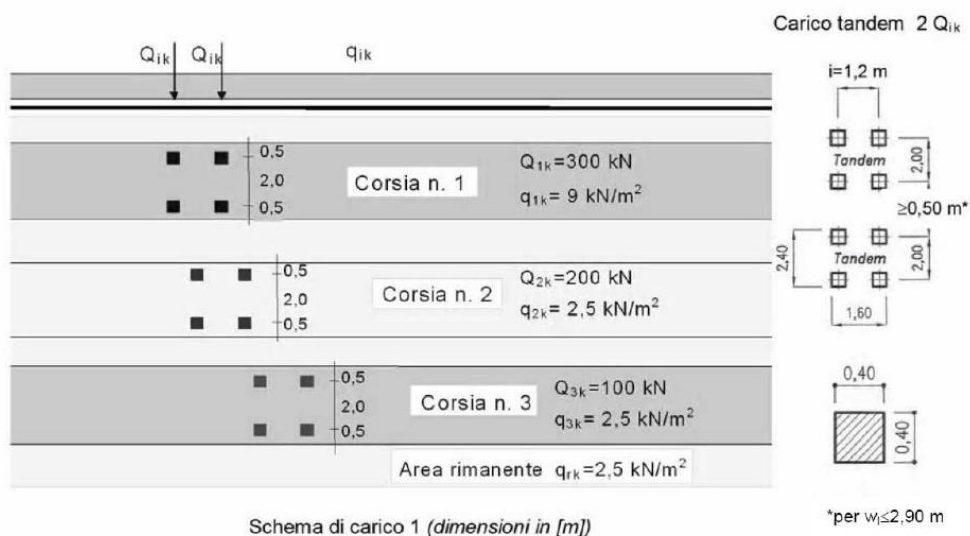


Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

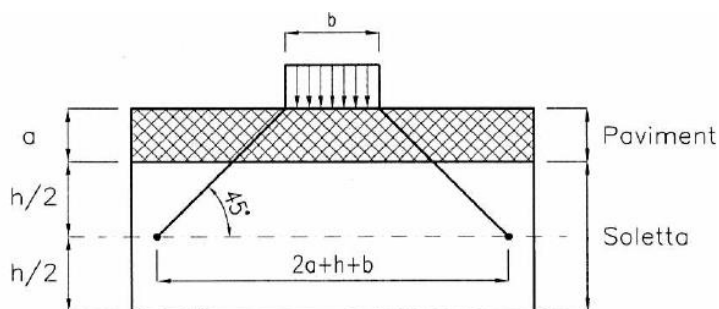


Figura 5.1.3a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Fm: è la forza media agente sul dispositivo di sicurezza durante l'urto di un mezzo pesante (38000 kg) nella configurazione di prova più gravosa descritta per la classe H4 nelle UNI EN 1317-1. Nell'appendice B della medesima norma è riportato un prospetto esemplificativo dal quale desumere la forza media agente nella parte della barriera colpita in funzione dello spostamento subito dalla parte rivolta verso il traffico. Interpolando i dati relativi alla barriera di classe H4a per spostamenti prossimi alla larghezza operativa W5 delle barriere scelte si ottiene una forza media di circa 167.0 kN.

Tale forza si assume essere agente orizzontalmente alla barriera a 0.60 m dal piano viabile su almeno n.2 montanti posti ad interasse 1.25 m.

Qf: folla compatta pari a 5.00 kN/mq (non presente)

Si adottano i seguenti fattori per i casi di carico sopra riportati:

$$\gamma_{pp\_cp} = 1.35$$

$$\gamma_{acc} = 1.35 \text{ in generale e } 1.50 \text{ per l'urto a favore di sicurezza}$$

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

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

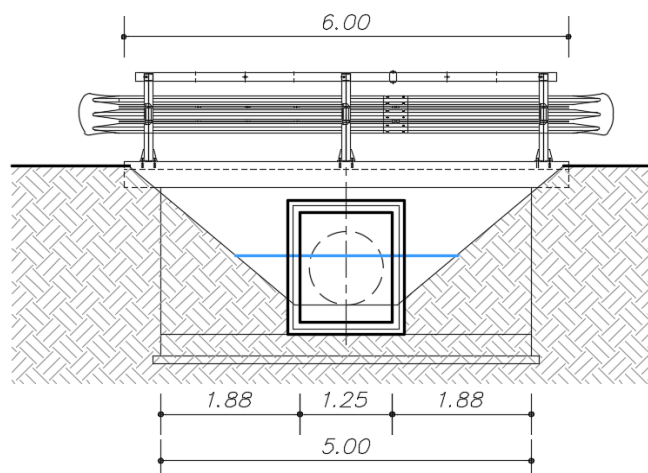
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi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

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T <sub>k</sub>	0,6	0,6	0,5

#### 4.1.1 Modello e carichi applicati

Le fondazioni sono dirette, schematizzate alla Whinkler , con differenti parametri per rappresentare la differente rigidezza del terreno in presenza o meno del sottostante tombino:



Al di fuori del tombino :

Edita proprietà D3	
<div> </div>	
<b>Generalità</b>	
Elemento tipo	Shell
Spessore	25.0 [ cm ]
Materiale	[4] Calcestruzzo Classe C32/40
Criterio di progetto	[1] Criterio di progetto DM08
Condizioni ambientali	Aggressive XF2
Layer	Layer n. 2 - Soletta
Svincolo	Non previsto
Filo fisso	elemento in asse
<b>Interazione terreno</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> Fondazione (faccia inferiore)	
K terr. vert.	1.0 [ daN/cm3 ]
K terr. orizz.	3.0 [ daN/cm3 ]

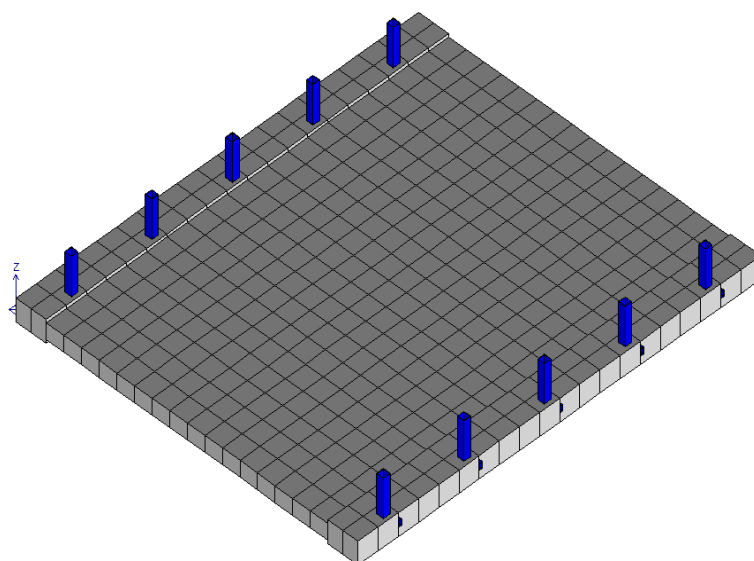
Sopra il tombino :

Edita proprietà D3	
<div> </div>	
<b>Generalità</b>	
Elemento tipo	Shell
Spessore	25.0 [ cm ]
Materiale	[4] Calcestruzzo Classe C32/40
Criterio di progetto	[1] Criterio di progetto DM08
Condizioni ambientali	Aggressive XF2
Layer	Layer n. 2 - Soletta
Svincolo	Non previsto
Filo fisso	elemento in asse
<b>Interazione terreno</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> Fondazione (faccia inferiore)	
K terr. vert.	2.0 [ daN/cm3 ]
K terr. orizz.	6.0 [ daN/cm3 ]

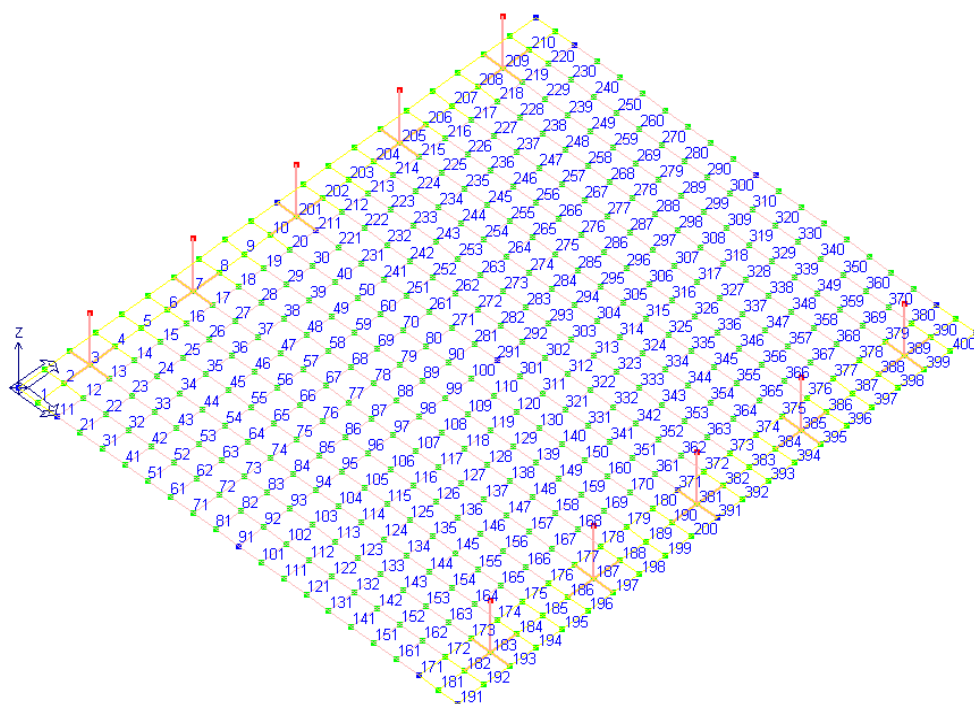
Si riportano i modello strutturali ed i carichi applicati :

### Tabella materiali

Id	Tipo / Note	daN/cm2	Young daN/cm2	Poisson	G daN/cm2	Gamma daN/cm3	Alfa
4	Calcestruzzo Classe C32/40		3.360e+05	0.20	1.400e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	400.0					
	fctm	31.0					
47	acciaio inf. rigi.		2.100e+09	0.30	8.077e+08	7.80e-03	1.00e-05
	ft	3600.0					
	fy	2350.0					
	fd	2350.0					
	fdt	2100.0					
	sadm	1600.0					
	sadmt	1400.0					



Rendering



Modello strutturale con numerazione elementi shell

Si riportano i Carichi applicati, i Casi di carico e le relative Combinazioni :

### Azioni

Tipo carico concentrato nodale							
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50	daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
		0.0	0.0	-187.50	0.0	0.0	0.0
4	Furto n.2 montanti 167 kN - CN:Fx=-8350.00	-8350.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo carico variabile generale					
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
2	Cp neri - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	45.00	-0.02	465.00	-0.02
5	Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	345.00	-0.03	465.00	-0.03
6	Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	45.00	-0.09	345.00	-0.09
9	Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	45.00	-0.09	465.00	-0.09

Tipo gruppo di carichi con impronta su piastra										
Id	Tipo	Ripet. X	Ripet. Y	Carico FZ	Centro X	Centro Y	dim. X	dim. Y	Passo X	Passo Y
				daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm
7	Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-2 1.500e+04	2		-1.500e+04	82.50	37.50	75.00	75.00	200.00	120.00
8	Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-2 1.500e+04	2		-1.500e+04	155.00	240.00	75.00	75.00	200.00	120.00

### Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico) - Cp barriere e neri	Nodo:da 17 a 18 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 20 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 22 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 24 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 26 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 28 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 30 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 32 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo:da 34 a 35 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo:da 217 a 227 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 238 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 240 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 242 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 244 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 246 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 248 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 250 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo: 252 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo:da 254 a 255 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			Nodo:da 423 a 432 Azione : Cp barriere 150 daN/m - CN:Fz=-187.50
			D3 :da 21 a 180 Azione : Cp neri - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 221 a 380 Azione : Cp neri - QV:var x - Qz - Area
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - Qacc vert. bordo 9-2.5 kN/mq	D3 :da 1 a 20 Azione : Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1 a 20 Azione : Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 21 a 180 Azione : Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 21 a 180 Azione : Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 181 a 220 Azione : Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 181 a 220 Azione : Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 221 a 380 Azione : Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area



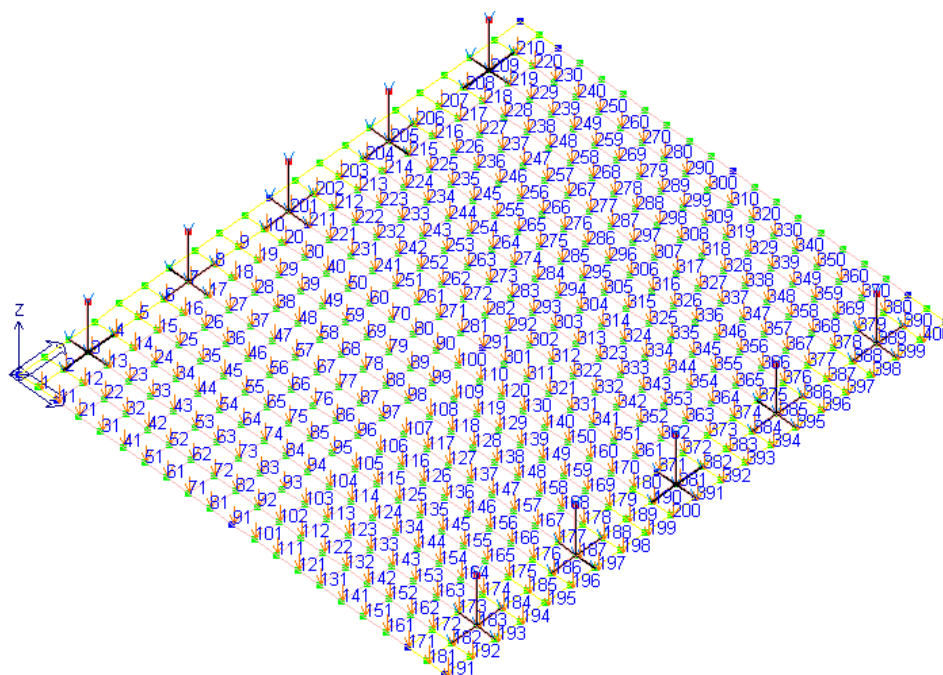
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Area
			D3 :da 221 a 380 Azione : Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 381 a 400 Azione : Cacc traffico fuori dai 3 m 2.5 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 381 a 400 Azione : Cacc traffico dentro 3 m 9 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - Furto	Nodo:da 442 a 443 Azione : Furto n.2 montanti 167 kN - CN:Fx=-8350.00
5	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - Q1k bordo acc vert. 4x150 kN/75x75 cm	D3 :da 1 a 20 Azione : Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 21 a 180 Azione : Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 181 a 220 Azione : Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 221 a 380 Azione : Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 381 a 400 Azione : Q1k 600 kN bordo - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
6	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - Q1k mezz acc vert. 4x150 kN/75x75 cm	D3 :da 1 a 20 Azione : Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 21 a 180 Azione : Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 181 a 220 Azione : Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 221 a 380 Azione : Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
			D3 :da 381 a 400 Azione : Q1k 600 kN mezzeria - CGI:n. 4 FZ=-1.500e+04
7	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - Qacc vert. mezz 9 kN/mq	D3 :da 1 a 20 Azione : Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 21 a 180 Azione : Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 181 a 220 Azione : Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 221 a 380 Azione : Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 381 a 400 Azione : Cacc traffico 9 kN/mq tutto mezz. - QV:var x - Qz - Area

## Combinazioni

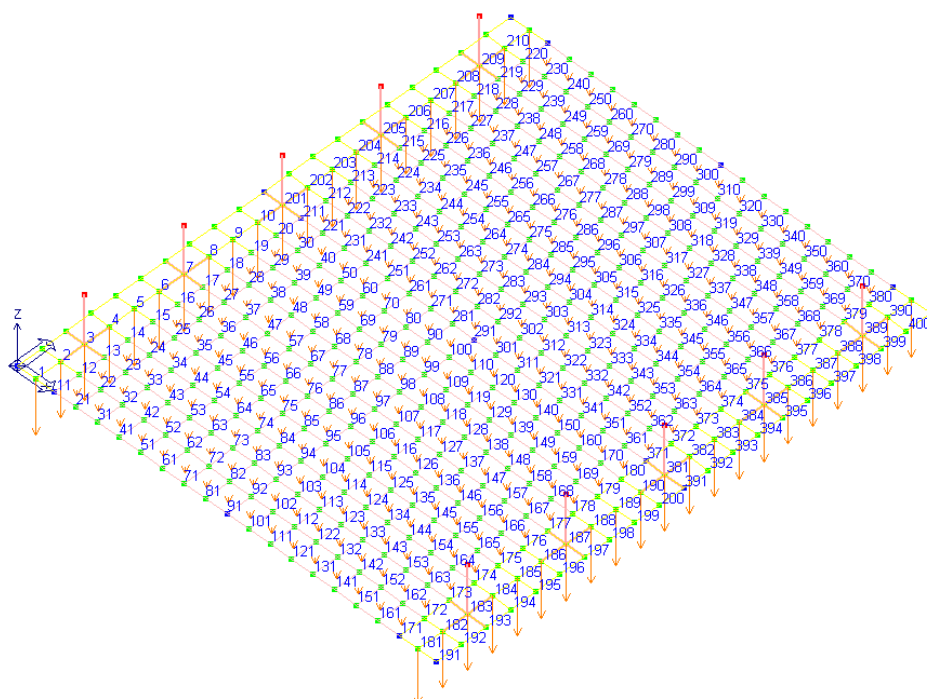
Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C01 - SLU Pp+Cp	
2	SLU	C02 - SLU Pp+Cp+Qbordo+Urto	
3	SLU	C03 - SLU Pp+Cp+Qmezz+Urto	
4	SLE(r)	C04 - SLE rare Pp+Cp+Qbordo+Urto	
5	SLU	C05 - SLE rare Pp+Cp+Qmezz+Urto	
6	SLE(f)	C06 - SLE freq Pp+Cp+Qbordo+Urto	
7	SLE(f)	C07 - SLE freq Pp+Cp+Qmezz+Urto	
8	SLE(p)	C08 - SLE q.p. Pp+Cp	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
2	1.35	1.35	1.35	1.50	1.35	0.0	0.0							
3	1.35	1.35	0.0	1.50	0.0	1.35	1.35							
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0							
5	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00							
6	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0							
7	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00							
8	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							

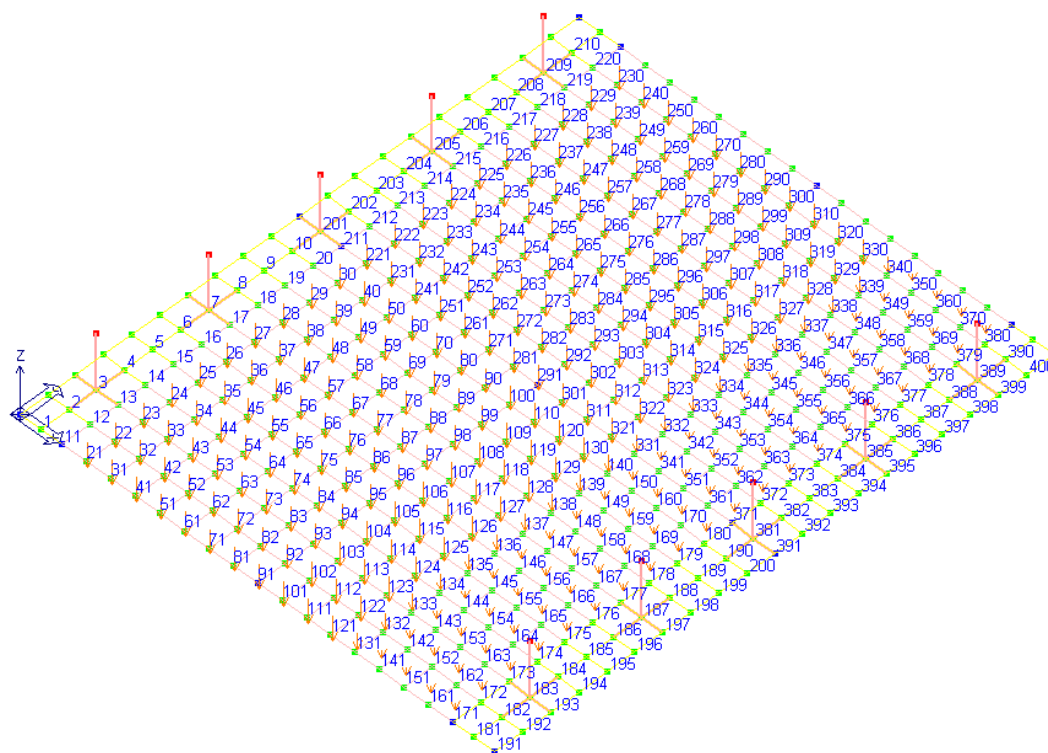
Rappresentazioni grafiche dei carichi applicati :



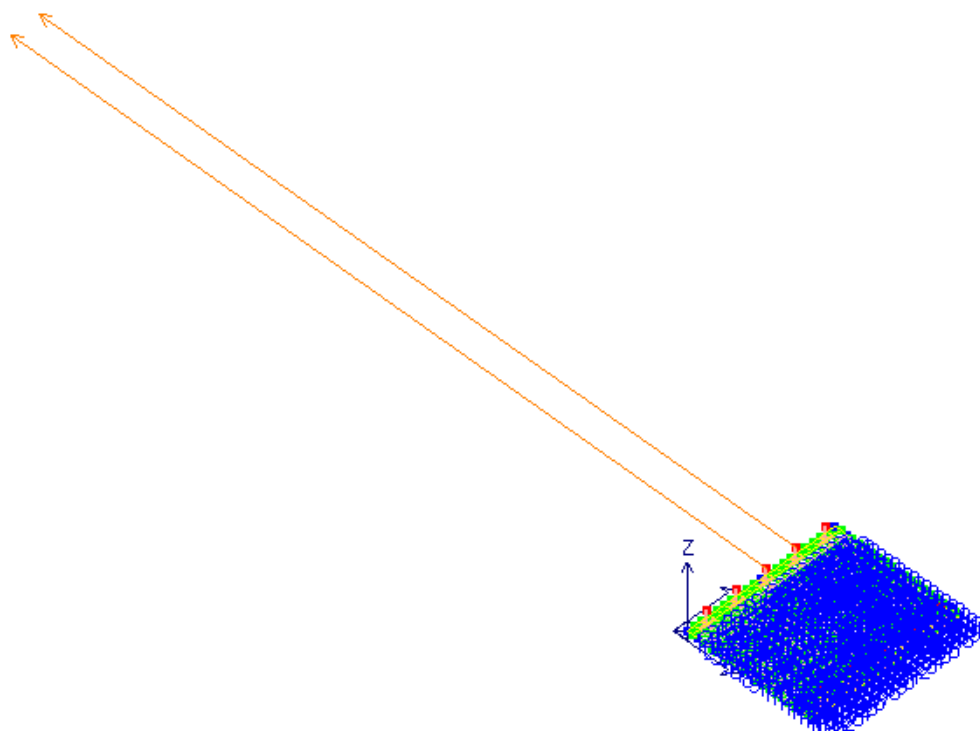
*Peso proprio*



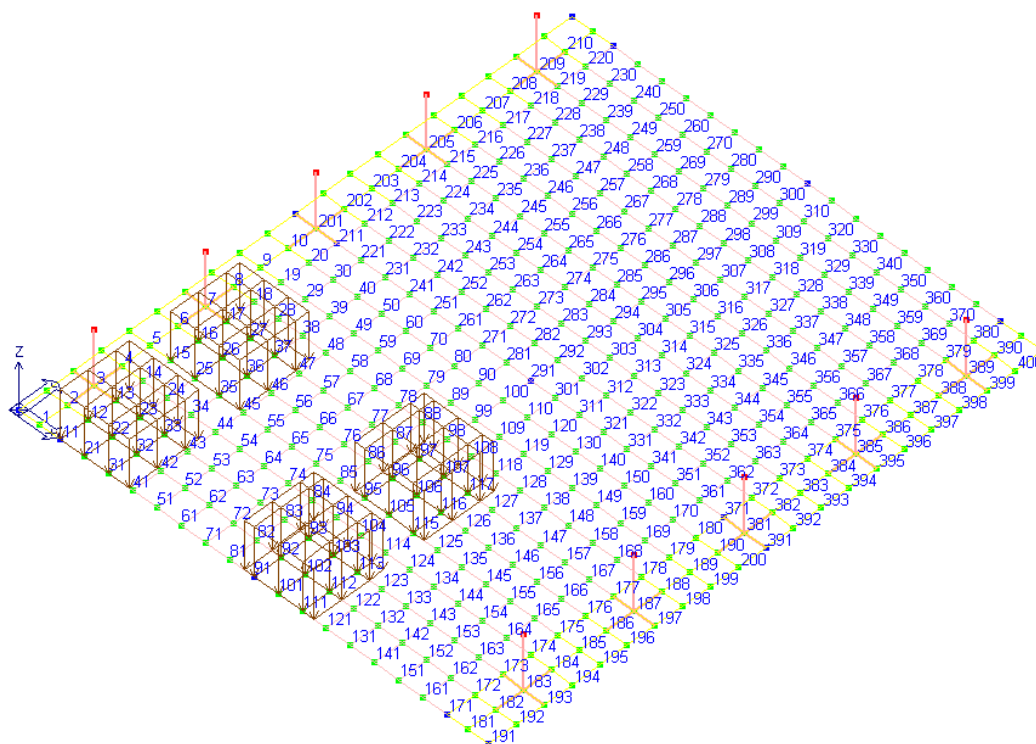
*Carico permanente barriera e sovrastruttura*



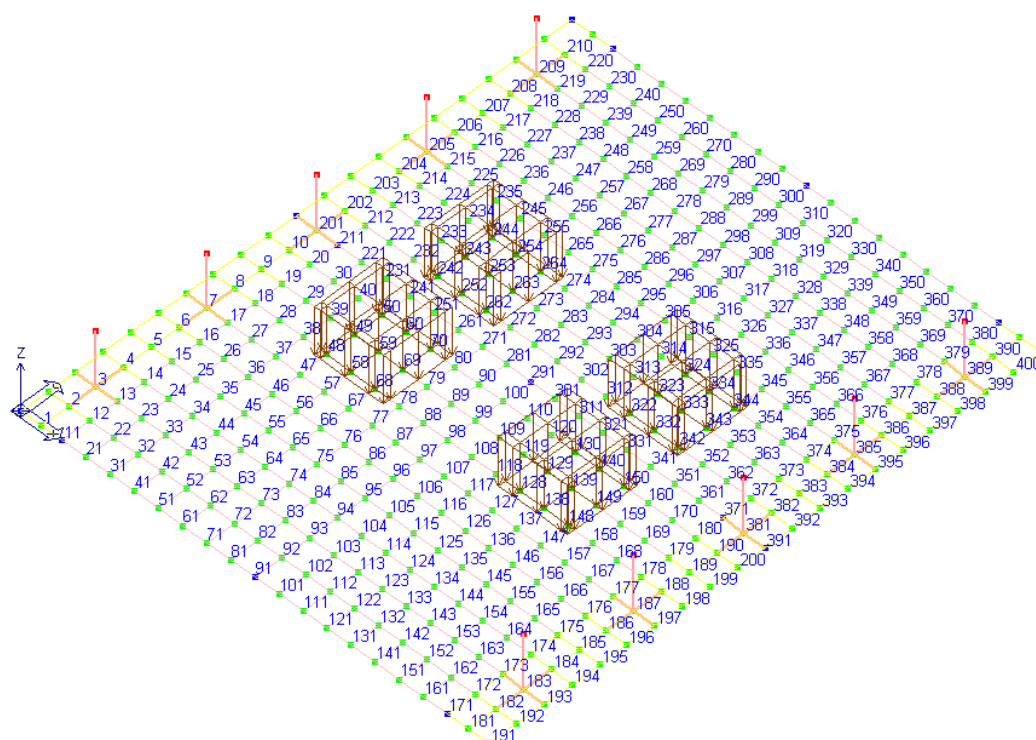
*Carico accidentale da traffico distribuito 9.00-2.50 kN/mq con Q1k al bordo*



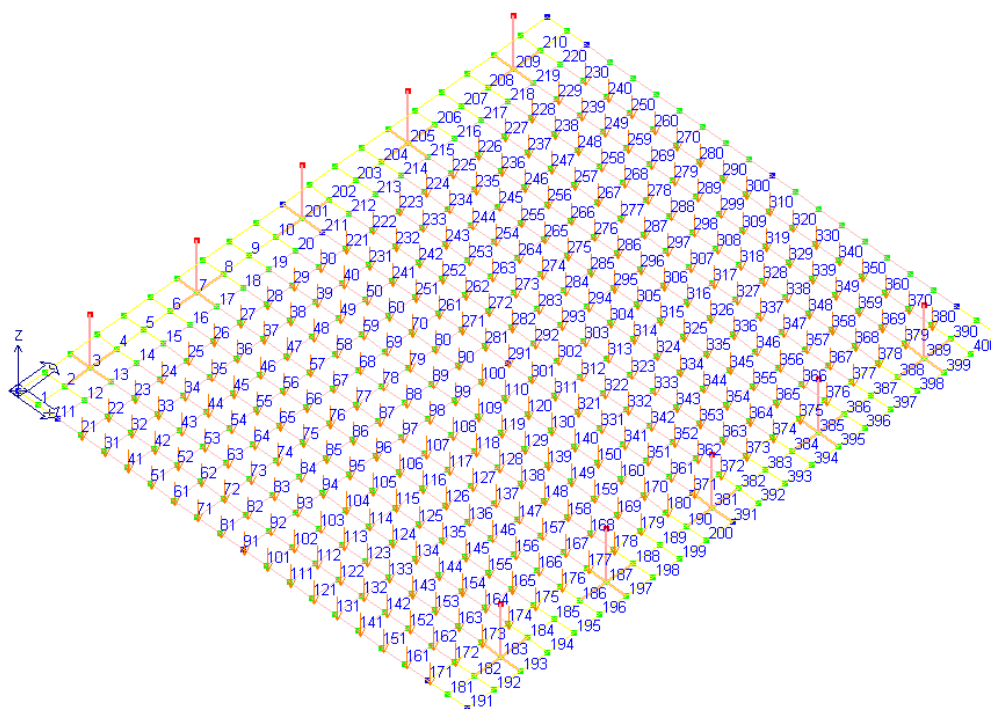
*Urto su n.2 barriere di sicurezza*



*Q1k 600 kN al bordo*



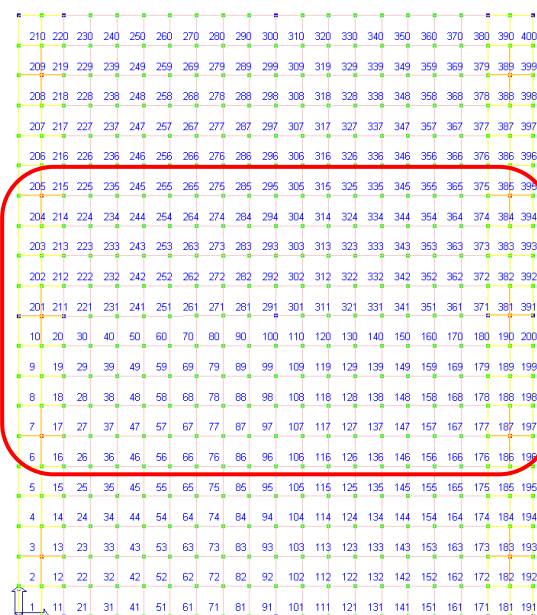
*Q1k 600 kN in mezzeria*



*Carico accidentale da traffico distribuito 9.00 kN/mq con Q1k in mezzeria*

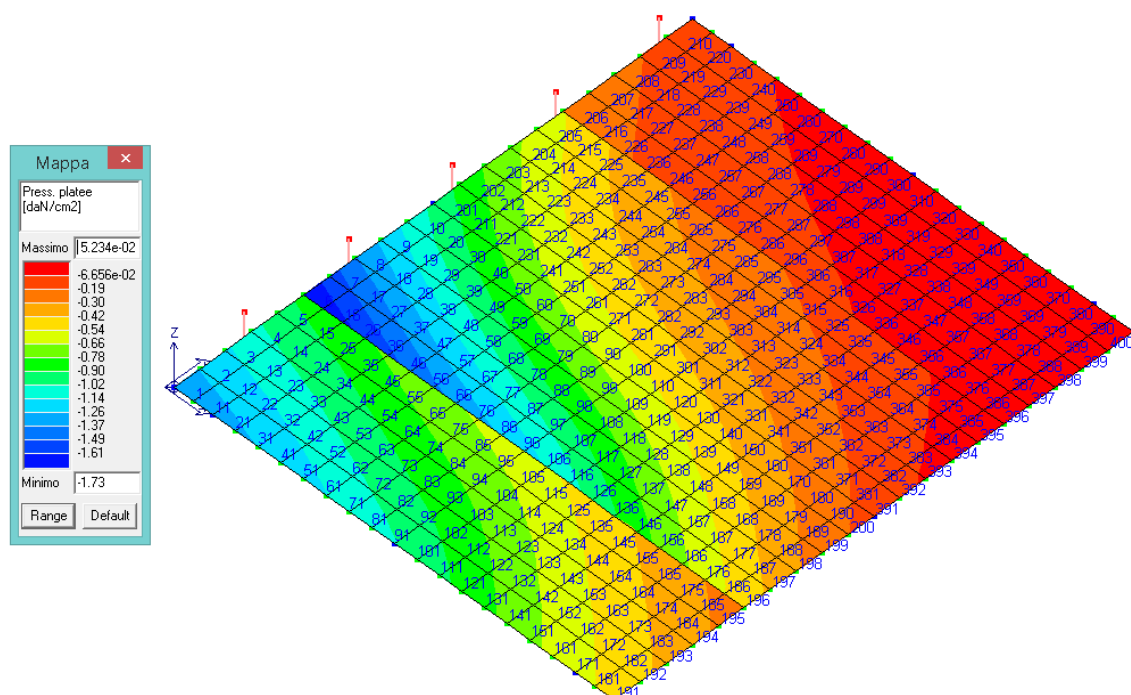
### 4.1.2 Verifica fondazione diretta

Si verifica la soletta in oggetto con fondazione diretta con molle alla Whinkler diversificate in base alla presenza del sottostante tombino esistente.

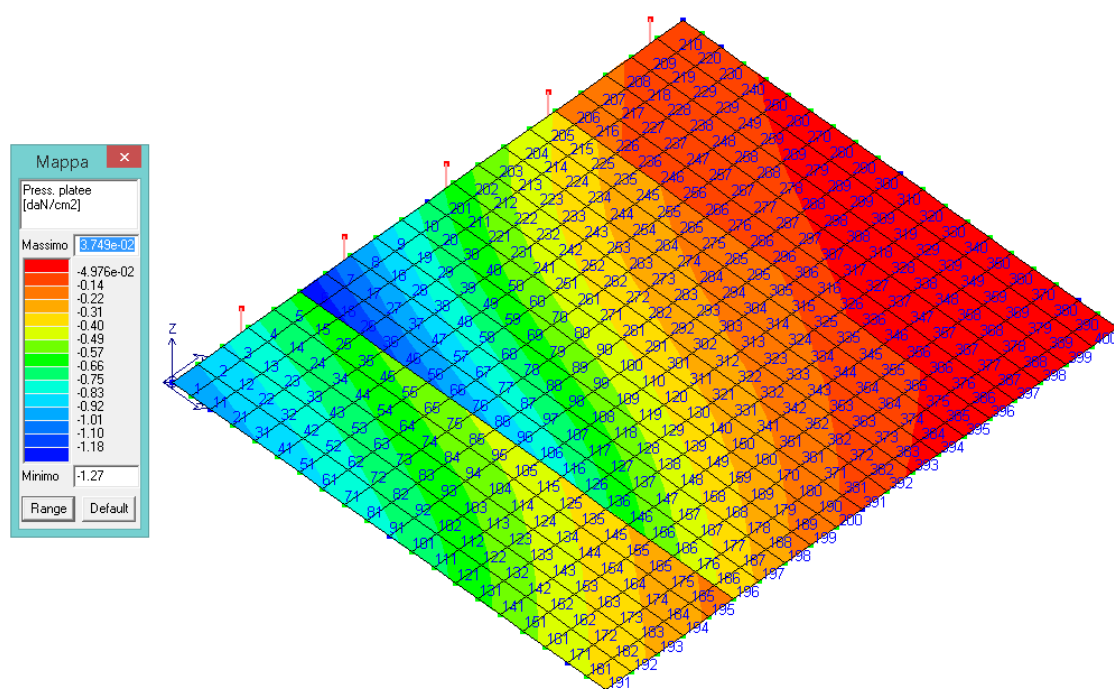


*Evidenziata in rosso la zona con rigidezza delle molle maggiore*

Per la verifica si considera la condizione realistica , di ripartizione dell'urto del veicolo su almeno n.2 montanti. Seguono le rappresentazioni grafiche :



*Tensioni massime SLU (daN/cm²q)*



*Tensioni massime SLE (daN/cm²)*

Si hanno quindi le tensioni massime :

$$\sigma_{\text{fond\_SLU\_max}} = -1.73 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{fond\_amm}} = 4.23 \text{ daN/cm}^2$$

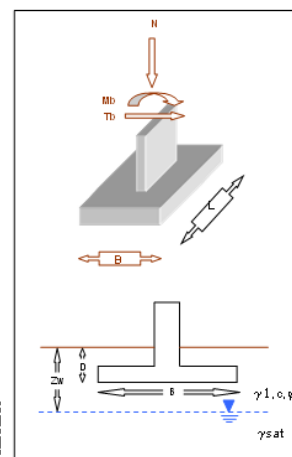
$$\sigma_{\text{cond\_SLE\_max}} = -1.27 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{fond\_amm}}$$

Si riporta il calcolo delle pressioni limite sul terreno di fondazione :

COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN			
q	=	27,00	kN/mq sovraccarico alla profondità D
Nq	=	10,66	
Nc	=	20,72	coefficienti di capacità portante
Ng	=	10,88	
sc	=	1,46	
sq	=	1,42	fattori di forma
sg	=	0,64	
rb	=	1,53	coefficienti per calcolare mi
rl	=	1,47	
teta	=	1,57	rad
mi	=	1,53	
iq	=	0,63	
ic	=	0,59	fattori inclinazione carico
ig	=	0,47	
dq	=	1,26	
dc	=	1,29	fattori profondità piano d'appoggio
dg	=	1,00	
bq	=	1	
bc	=	1	fattori inclinazione base della fondazione
bg	=	1	
gq	=	1	
gc	=	1	fattori inclinazione piano di campagna
gg	=	1	



FONDAZIONI DIRETTE				PLINTO N.	
Tensioni efficaci				(compilare i campi in grassetto)	
<b>TERRENO</b>					
$\beta 1$	=	0	"	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	"	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2$ < 45°
$\gamma 1$	=	18,00	kN/mc	peso specifico efficace	
$\gamma sat$	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	18,00	kN/mc	valore di $\gamma$ nel terzo termine del qim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
$c$	=	2,00	kN/mq	coesione $c'$	
$\varphi$	=	25	°	angolo interno terreno sottostante la fondazione	$\varphi'$
$Z_w$	=	10,00	m	profondità falda	
<b>GEOMETRIA FONDAZIONE</b>					
B	=	200	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA
L	=	200	cm	lunghezza fondazione	$e_B = 0,10$ m → $B' = 1,80$ m
H	=	90	cm	altezza suola fondazione	$e_H = 0,00$ m → $L' = 2,00$ m
D	=	150	cm	profondità di posa	
<b>AZIONI</b>					
				Gkfond	Gk
N	=	625,00	kN	90,00	250,00
Mb	=	62,50	kNm		0,00
Ml	=	0,00	kNm		0,00
Tb	=	167,00	kN		0,00
Tl	=	0,00	kN		0,00
Ht	=	167,00	kN		0,00
<b>SCEGLI la combinazione</b>					
<input type="radio"/> 1+M1+R1      3      2,3 <input type="radio"/> 2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> 1+M1+R3					
<b>CARICO LIMITE</b>					
q <sub>lim</sub>	=	423,22	kN/mq	q <sub>r</sub>	173,61 kN/mq
	=	4,23	kg/cmq		1,74 kg/cmq
<b>FAITTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd</b>					
1,79 OK verificato					
<b>DATI FONDAZIONE E PRESSIONE per i valori caratteristici Gk + Qk</b>					
B	=	2,00	m	larghezza	
L	=	2,00	m	lunghezza	
q	=	147,50	kN/mq	Pressione Agente	
<b>DATI TERRENO per stima dei cedimenti secondo Poulos e Davis 1974</b>					
cambio di					
Strato	Litologia	strato	E	$\nu$	cedimento
-	-	m	kN/mq	-	cm
1	Lim-Argil	0,5	7000	0,35	0,68
2	transizione	3,0	12000	0,30	1,12
3	ghiaia	2,0	20000	0,28	0,00
4	ghiaia	4,0	35000	0,28	0,14
<b>CEDIMENTO TOTALE CALCOLATO</b> 1,88 cm					



Le tensioni sono ammissibili e migliorative rispetto alla situazione precedente avendo la soletta in c.a. la funzione di ripartizione dei carichi sul tombino sottostante e sul terreno adiacente.



### 4.1.3 Azioni interne e Verifiche SLU-SLE

Si riportano le verifiche per la struttura in oggetto ripartendo su due montanti vicini l'urto accidentale relativo alle barriere di sicurezza.

Le armature adottate sono le seguenti :

$$A_{s\_inf\_princ} = \emptyset 12/20 \text{ cm} + \emptyset 16/100 \text{ cm}$$

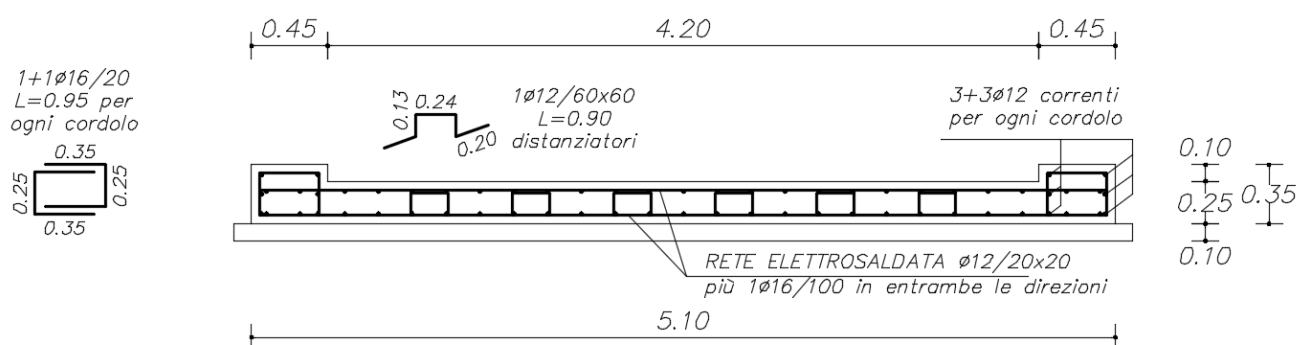
$$A_{s\_sup\_princ} = \emptyset 12/20 \text{ cm} + \emptyset 16/100 \text{ cm}$$

$$A_{s\_inf\_sec} = \emptyset 12/20 \text{ cm} + \emptyset 16/100 \text{ cm}$$

$$A_{s\_sup\_sec} = \emptyset 12/20 \text{ cm} + \emptyset 16/100 \text{ cm}$$

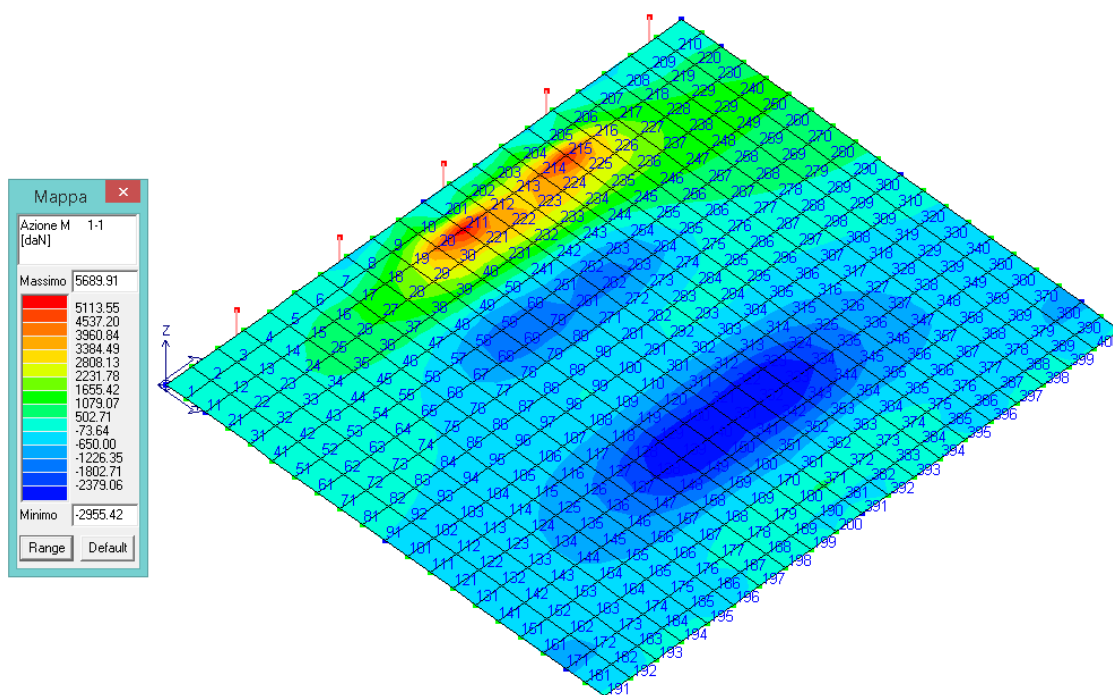
$$A_{s\_trasv\_cord} = 2\emptyset 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{s\_long\_cord} = 6\emptyset 12$$

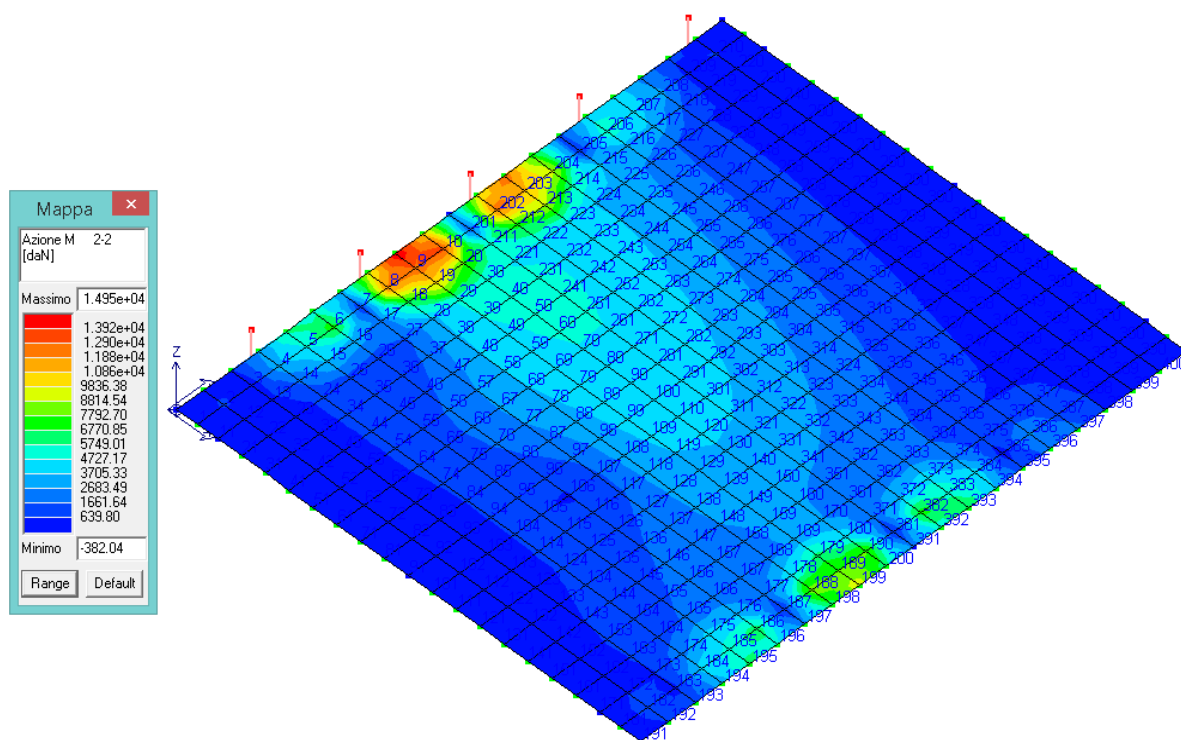


Armatura

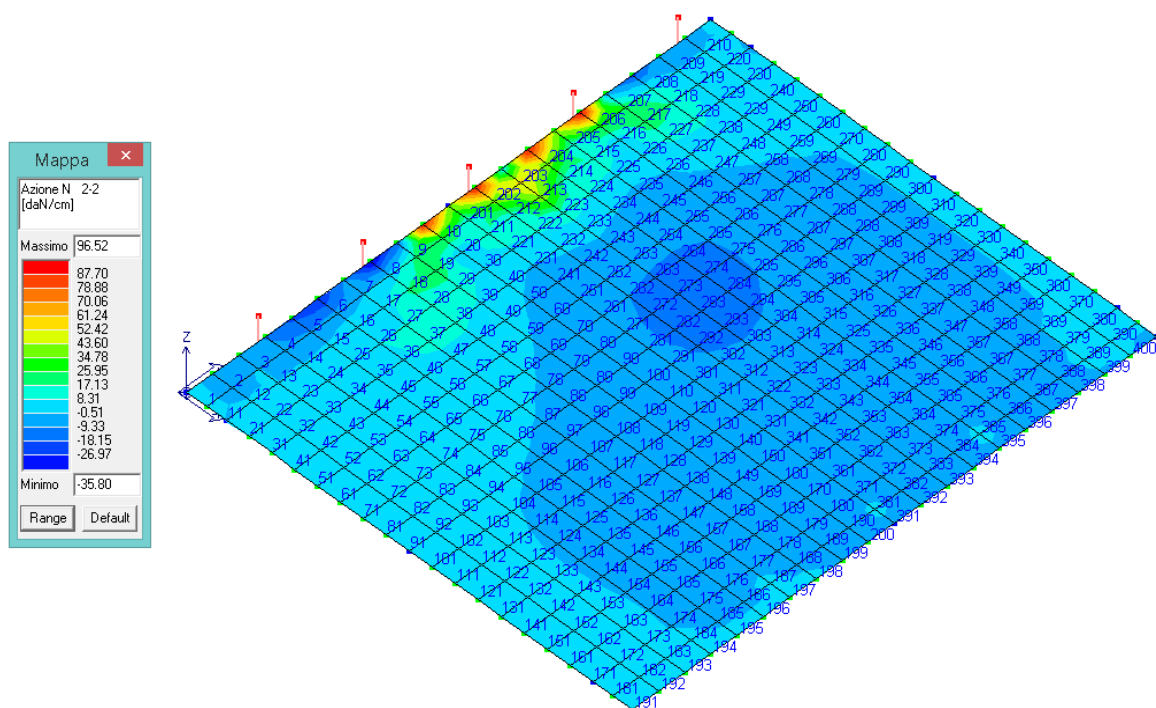
Si riportano le azioni interne massime per la combinazione n.3-4 SLU relativa alle azioni interne massime :



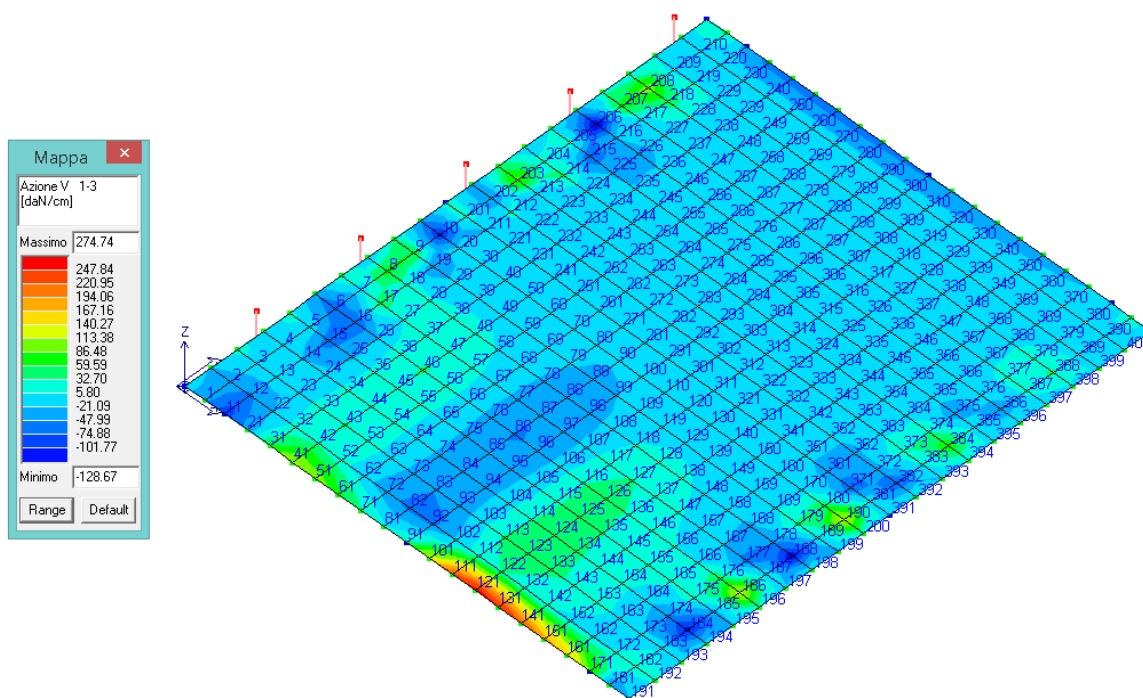
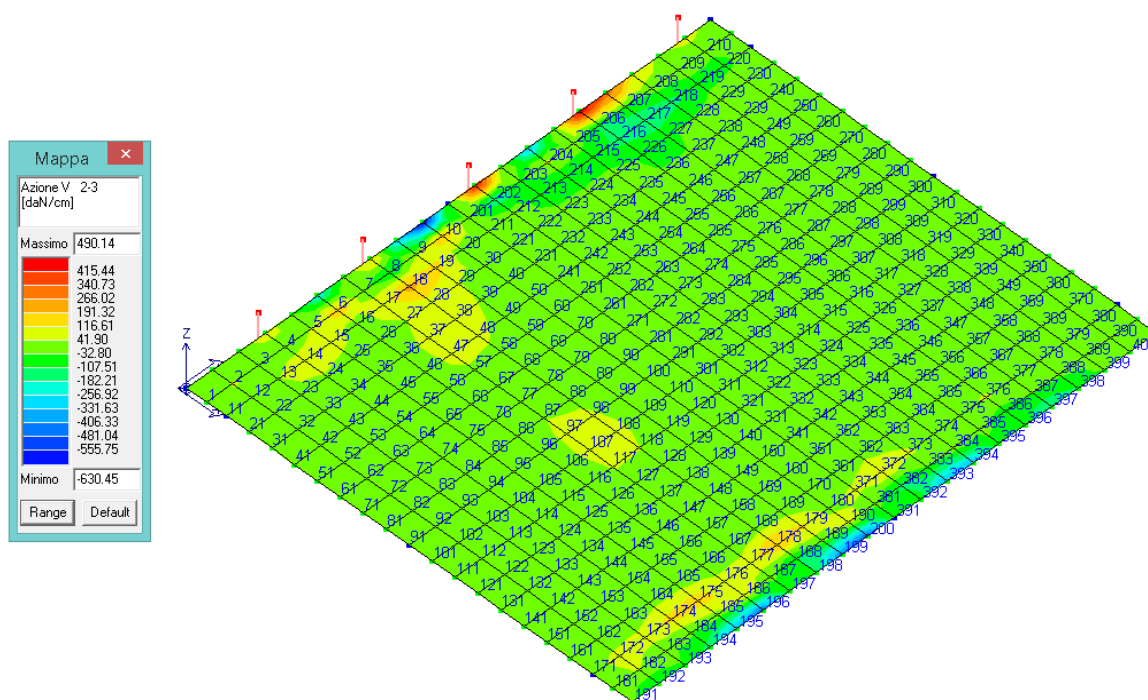
Momento  $M_{1-1}$  (daNcm/cm)



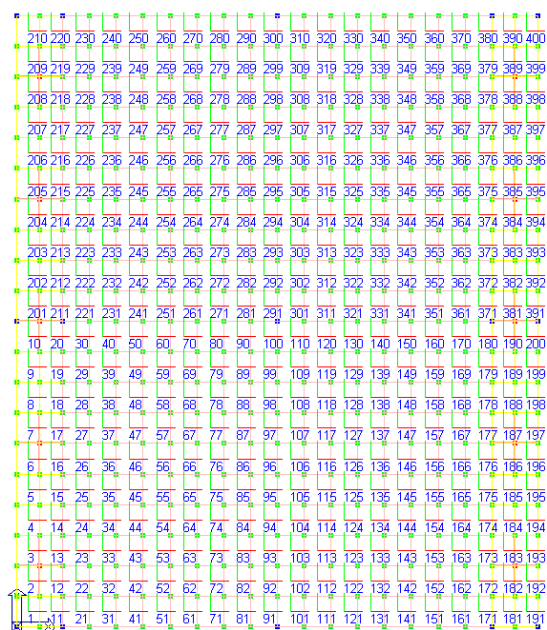
*Momento  $M_{2-2}$  (daNcm/cm)*



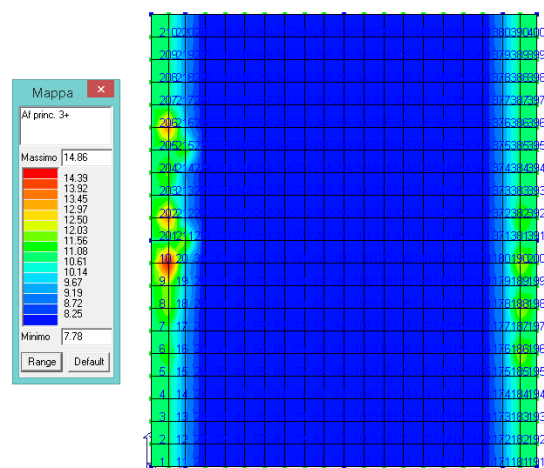
*Sforzo normale  $N_{2-2}$  (daN/cm)*

Taglio  $T_{1-3}$  (daN/cm)Taglio  $T_{2-3}$  (daN/cm)

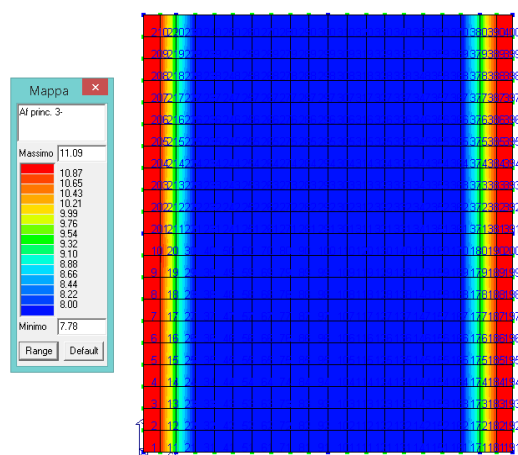
Si riportano in conclusione la direzione delle armature adottate e le relative verifiche in base alla normativa vigente :



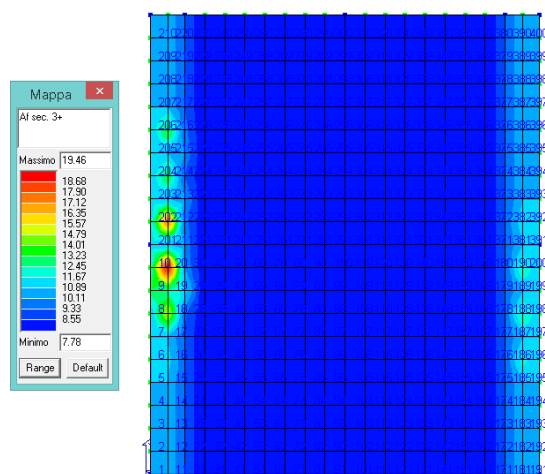
*Direzioni armature (red-principale e green-secondaria)*



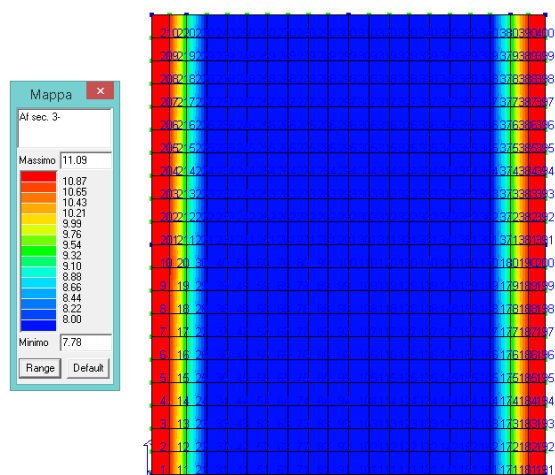
*Armatura  $A_{princ-3+}$  (cmq/m)*



*Armatura  $A_{princ-3-}$  (cmq/m)*

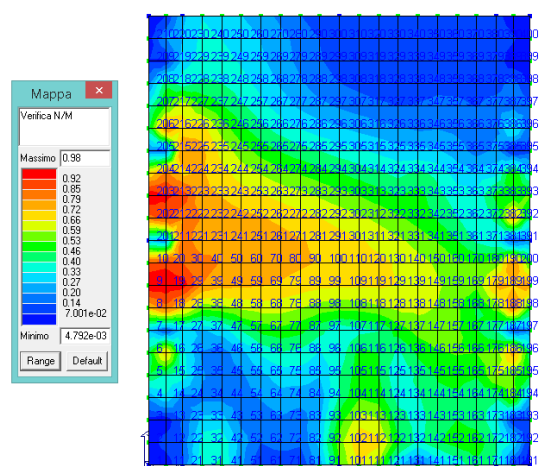


$Armatura A_{sec-3+}$  (cmq/m)

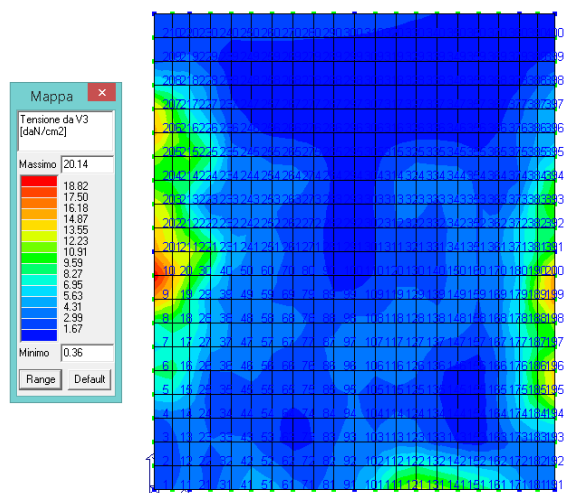
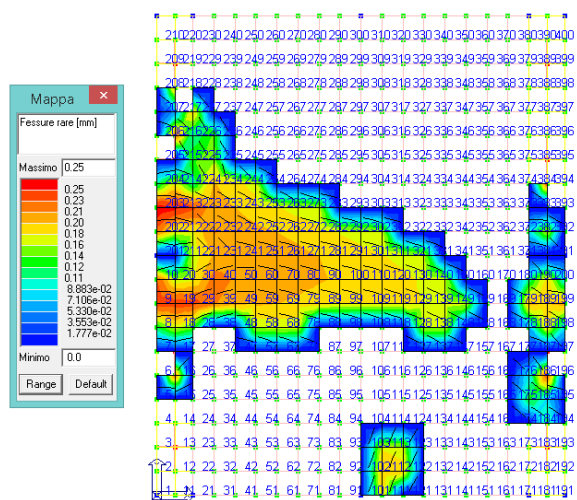


$Armatura A_{sec-3-}$  (cmq/m)

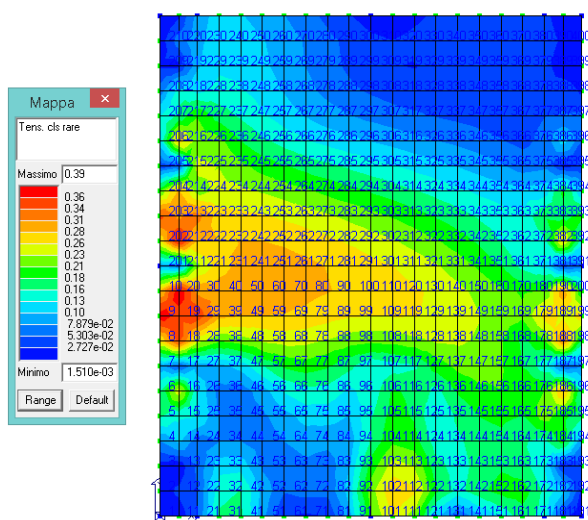
Le armature adottate sono sufficienti alle verifiche delle sezioni in c.a., escludendo i nodi in cui si hanno concentrazioni delle tensioni a causa della formulazione del modello FEM 3D.



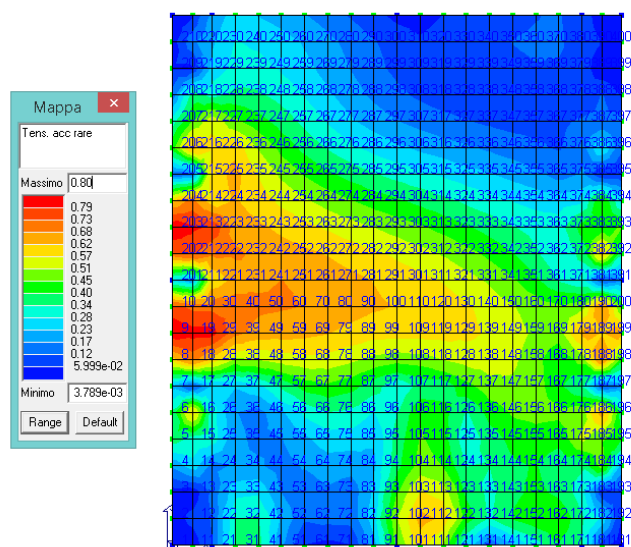
Verifica SLU N/M

Verifica SLU Taglio (daN/cm<sup>2</sup>)

Verifica SLE – Fessure rare (mm)



Verifica SLE – Tensione calcestruzzo rare

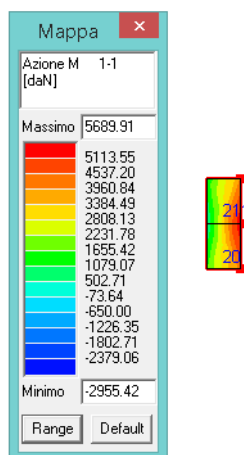


*Verifica SLE – Tensione acciaio rare*

Si riporta la verifica a presso flessione e taglio per un metro di soletta con spessore 25 cm.

### Verifica presso-flessione

Per le verifiche si considera un tratto di 60 cm (n.2 elementi shell prossimi alla zona del momento massimo sotto il montante barriera) :



Elementi su una larghezza di 60 cm ove si ha il picco massimo di M1-1 (daNcm/cm)

Seguono le azioni massime sulla sezione di verifica di 100x25 cm :

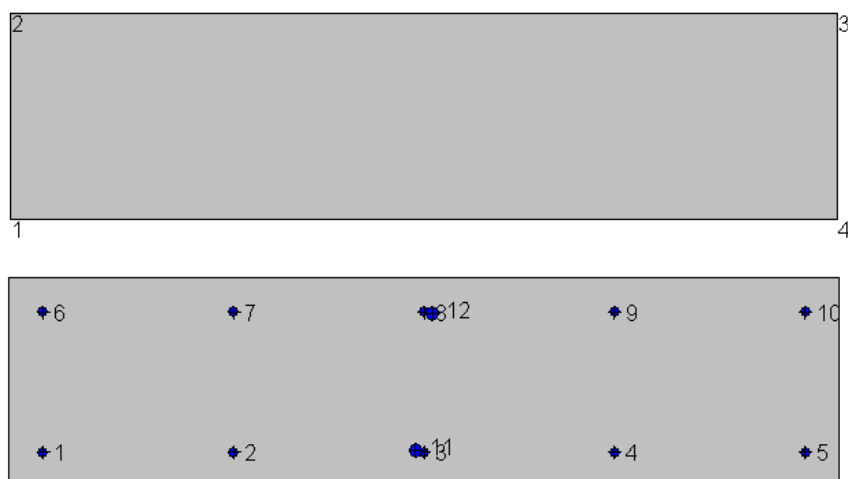
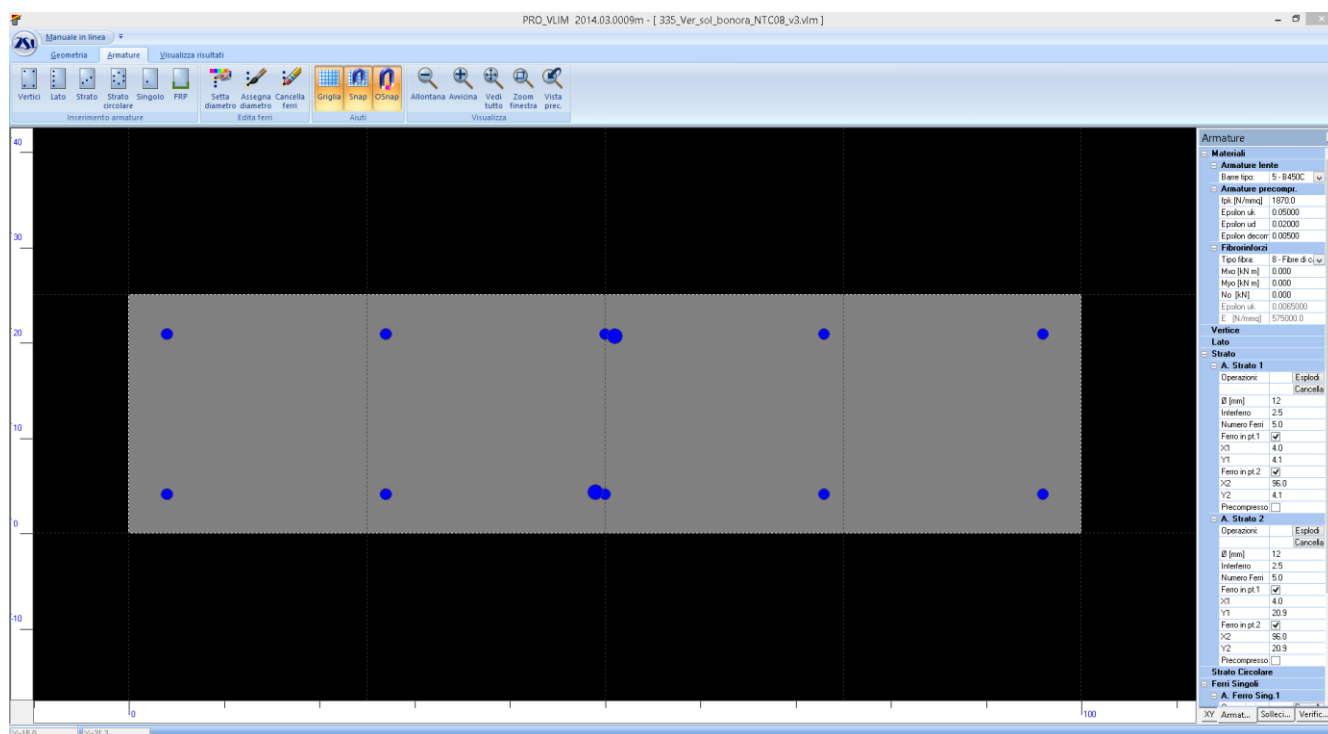
$$N_{slu\_max} = 91.83 \text{ kN/m (trazione)}$$

$$M_{slu\_max} = 51.05 \text{ kNm/m}$$

$$T_{slu\_max} = 46.12 \text{ kN/m}$$

$$A_{s\_inf} = A_{s\_sup} = \emptyset 12/20 \text{ cm} + \emptyset 16/100 \text{ cm}$$





### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	25,0
3	100,0	25,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	4,0	4,1	1,1	no
2	27,0	4,1	1,1	no
3	50,0	4,1	1,1	no
4	73,0	4,1	1,1	no
5	96,0	4,1	1,1	no

6	4,0	20,9	1,1	no
7	27,0	20,9	1,1	no
8	50,0	20,9	1,1	no
9	73,0	20,9	1,1	no
10	96,0	20,9	1,1	no
11	49,0	4,3	2,0	no
12	51,0	20,7	2,0	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C32/40**R<sub>ck</sub> (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>f<sub>ck</sub> (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>f<sub>ctm</sub> (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

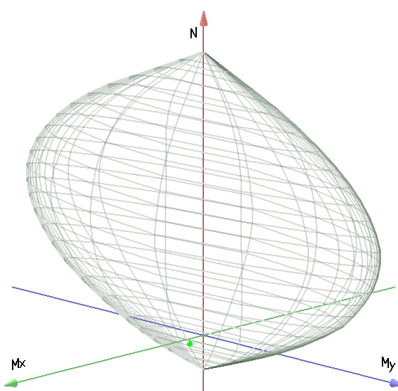
**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**f<sub>yk</sub> (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>f<sub>kt</sub> (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-599,9	0,0	0,0	Completamente tesa
5009,3	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	63,0	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-63,0	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	272,0	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-272,0	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	-91,8	51,1	0,0	P	-97,6	54,3	0,0	0,940	OK
				M	-133,3	51,1	0,0	0,690	
				N	-91,8	54,8	0,0	0,930	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-91,8	51,1	0,0	P	-97,6	54,3	0,0	0,940	OK
1	-91,8	51,1	0,0	M	-133,3	51,1	0,0	0,690	OK
1	-91,8	51,1	0,0	N	-91,8	54,8	0,0	0,930	OK

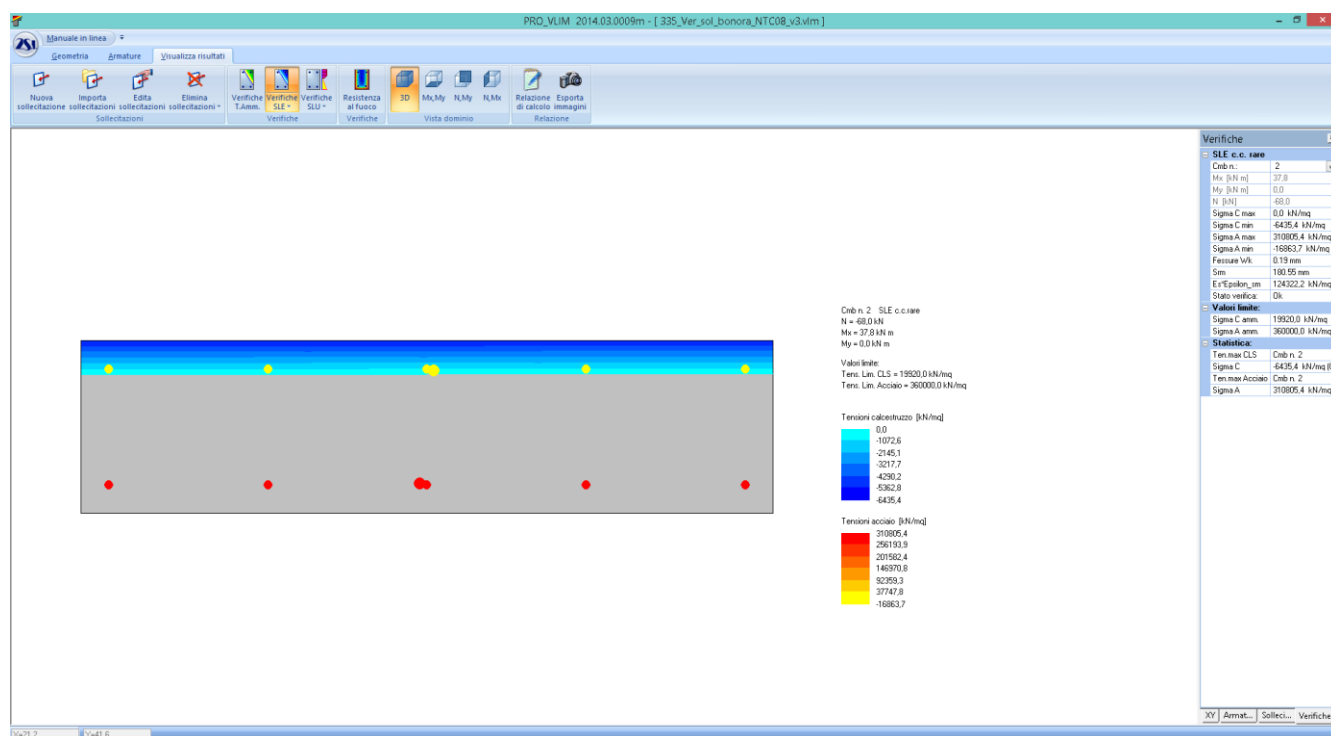
**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	σc	σc/σcL	σa	σa/σaL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	37.8	0.0	-68.0	-6435.4	0.32	310805.4	0.86



Tensioni SLE rare (kN/mq)

Verifica a taglio

Il taglio massimo è pari a :

$$T_{slu\_max} = 46.12 \text{ kN/m}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kNm <sup>2</sup>	<b>LEGENDA</b> 123 dati da ins 123 valori calco valori note risultati veri
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd, senza arm.}$		armat. minima a taglio	
se $V_{sd} > V_{Rd, senza arm.}$		armat. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd, con arm.}$	
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{sd} \leq V_{Rd, senza arm.}$ )			
$V_{Ed}$ [kN] =	112,46	$V_{Ed}$ [kN] =	46,12
Acciaio =	B460C	VERIFICATO armatura a taglio minima	
Classe =	C32/40		
$R_{ct}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct,med}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,30		
$V_{Rd}$ [kN] =	98,32 [kN]	112,46 [kN]	
$\gamma_{min}$ =	0,55		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1,96	$\leq 2$	1,96
$\rho_t$ =	0,0026 [pure]	$\leq 0,02$	0,0026
$A_{st}$ =	565 [mm <sup>2</sup> ]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
$b_w$ =	1000,00 [mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
$\sigma_{cp}$ =	-0,15 [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{ed}/A_c$	-0,15
$N_{ed}$ =	-36,78 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
$A_c$ =	250 000 [mm <sup>2</sup> ]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
$d$ =	215 [mm]	altezza utile sezione	
$h$ =	250 [mm]	altezza sezione	
$b$ =	1000 [mm]	base sezione	
$c$ =	35 [mm]	copriferro	

Non occorrono specifiche armature a taglio.

Le verifiche sono tutte soddisfatte in base ai materiali adottati.

#### 4.1.4 Verifiche a scorrimento

Si riportano le verifiche a scorrimento con **Approccio 2** (A1-M1-R3) per la struttura in oggetto considerando l'attrito fra la soletta ed il terreno sottostante :

$$FS_{R3} = 1.1$$

$$\gamma_{sfav} = 1.50$$

$$\gamma_{fav} = 1.00$$

$$\gamma_{ca} = 25.00 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{neri} = 23.00 \text{ kN/mc}$$

$$F_{urto} = 167 \text{ kN}$$

$$P_{pca} = [6.00 \times 0.25 \times 5.10 + 2 \times 0.10 \times 0.45 \times 6.00] \times \gamma_{ca} = 204.75 \text{ kN}$$

$$C_{pneri} = [0.10 \times 4.20 \times 6.00] \times \gamma_{neri} = 57.96 \text{ kN}$$

$$C_{pbarr} = 2 \times 6.00 \times 1.50 = 18.00 \text{ kN}$$

$$C_{accasse\_mezzo} = 130 \text{ kN}$$

$$N_{Pp+Cp+Cacc} = 410.71 \text{ kN}$$

$$F_{urto\_sfav} = F_{urto} \times \gamma = 252 \text{ kN}$$

$$f_{attrito} = 0.70$$

$$N_{fav} = F_{Pp+Cp+Cacc} \times \gamma = 410.71 \text{ kN}$$

$$F_{fav} = N_{fav} \times f_{attrito} = 287.50 \text{ kN}$$

$$FS = F_{fav} / F_{sfav} = 1.14 > 1.1$$

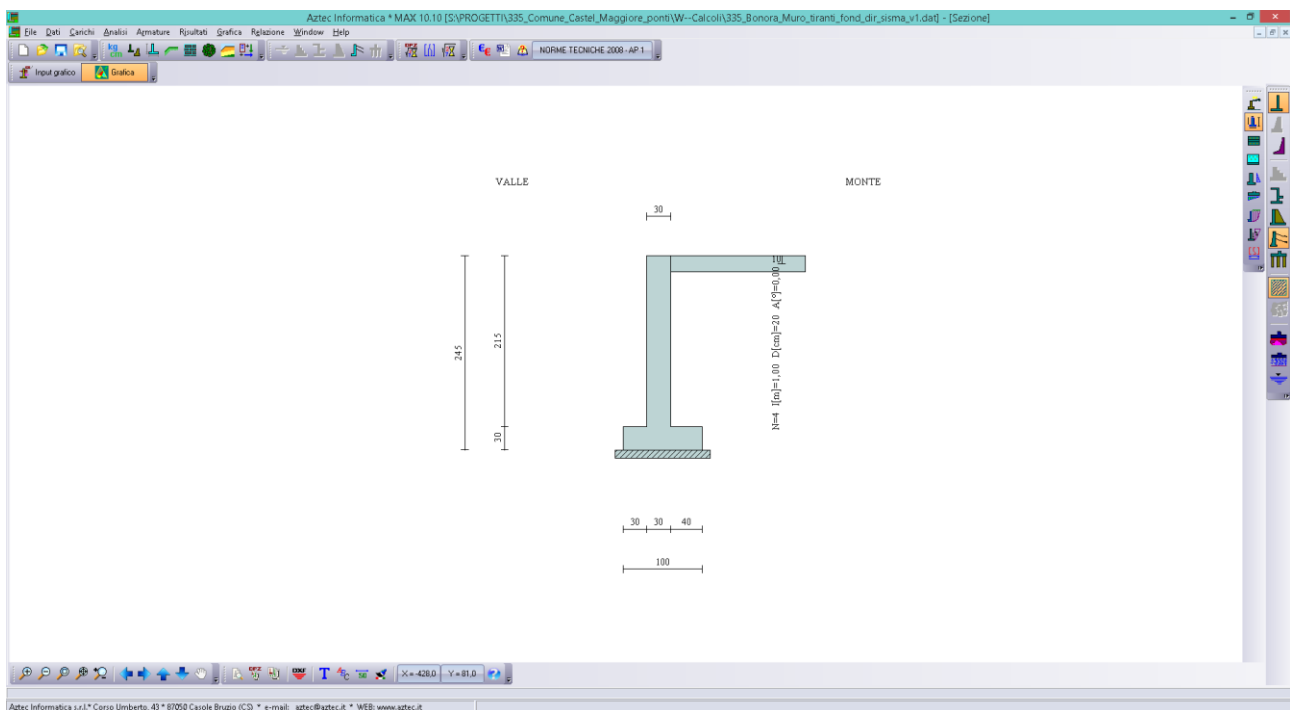
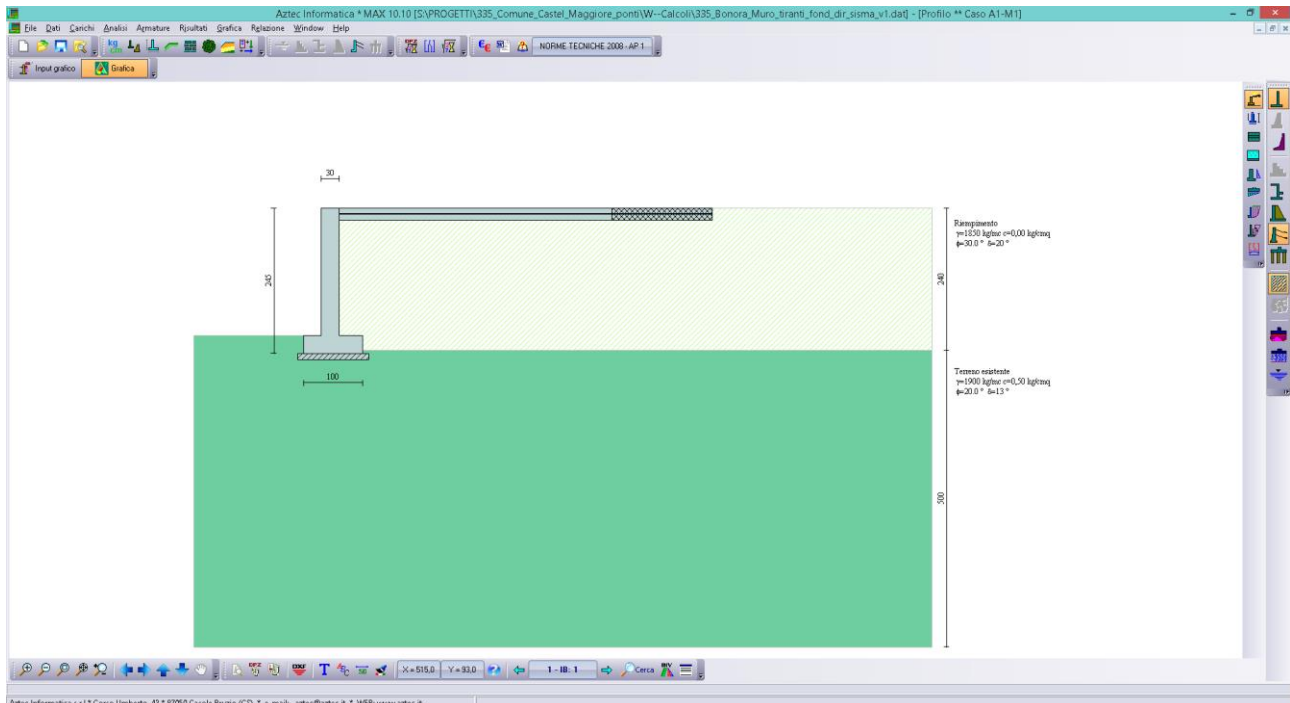
Verifica soddisfatta

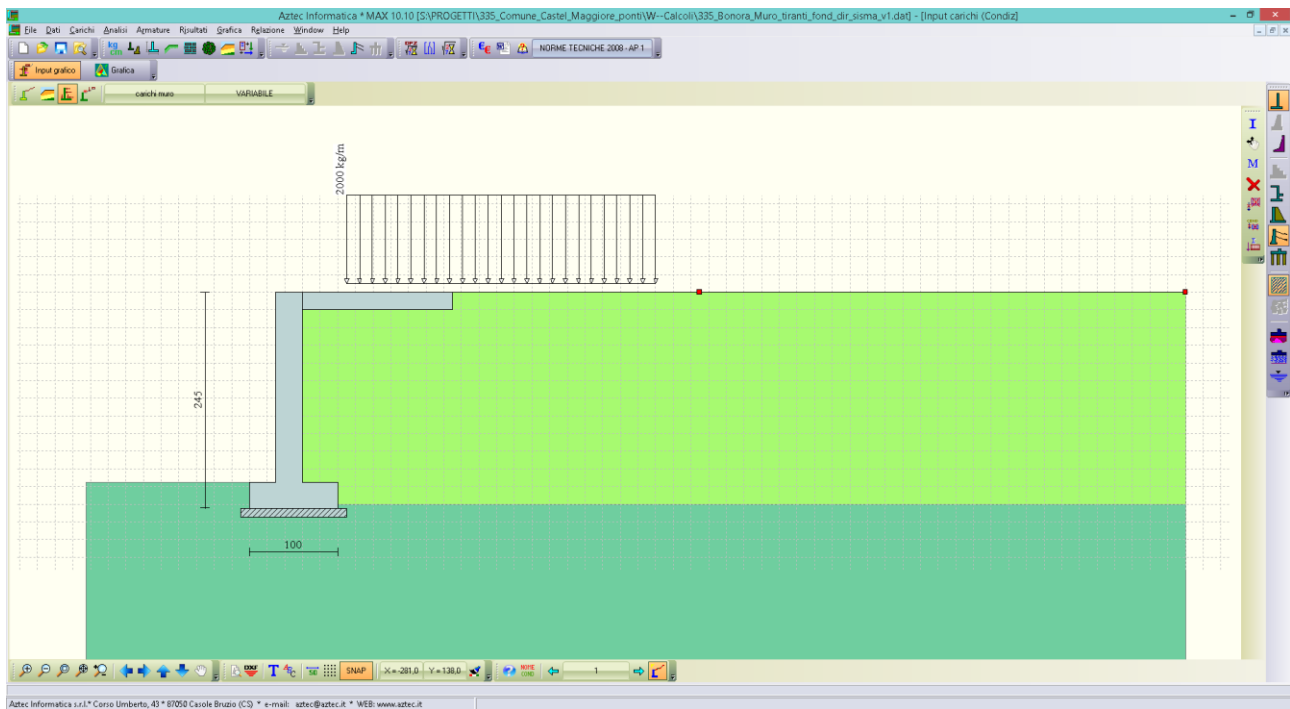
Le verifiche sono soddisfatte.

## **4.2 MURO DI TESTATA**

Si riporta nel seguito la verifica del muro di testata impedito di spostarsi in testa (collegamento della soletta) soggetto alle spinte ed al carico accidentale di 20 kN/mq.

Progetto: BONORA - Muro frontale  
Ditta:  
Comune:  
Progettista: STIGEA s.r.l  
Direttore dei Lavori:  
Impresa:





## Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali



## Calcolo della spinta sul muro

### Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $p$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

## Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

## Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_r$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagent, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_r + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_r$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_r$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

## Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
$\phi$	angolo di attrito del terreno in fondazione;
$\gamma$	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

#### Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \quad \text{per } \phi > 0$$

#### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

## Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## Normativa

### N.T.C. 2008 - Approccio 1

#### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50	1,50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00	1,00	1,00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00	1,00	1,00

#### FONDAZIONE SUPERFICIALE

##### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

#### TIRANTI DI ANCORAGGIO

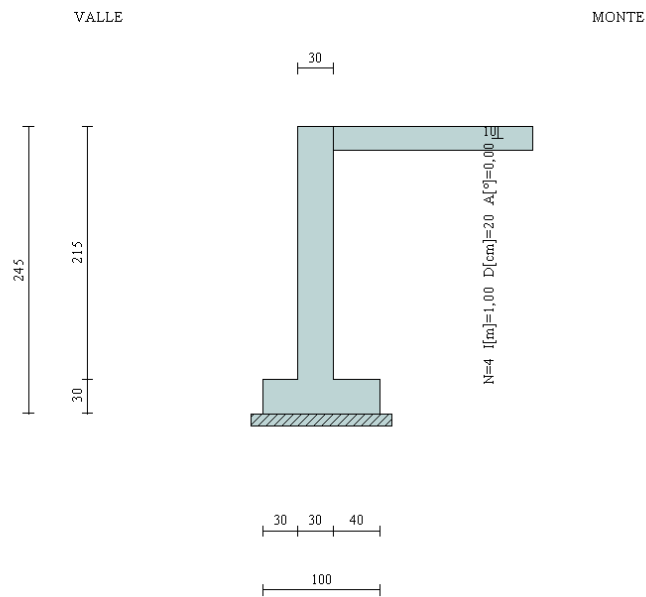
##### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche dei tiranti

Resistenza	Tiranti
Laterale	$\gamma_{st}$ 1,20

##### Coefficienti di riduzione $\xi$ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate	5	$\xi_3=1,60$	$\xi_4=1,55$
------------------------------	---	--------------	--------------

Geometria muro e fondazione



Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2,15 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	4,00 [m]
<b>Fondazione</b>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,40 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,30 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Descrizione tiranti di ancoraggio

Numero di file di tiranti	1	
Tiranti passivi armati con tondini		
	MEDIO	MINIMO
Angolo d'attrito tirante-terreno (°)	20,00	20,00
Aderenza tirante-terreno kg/cm <sup>2</sup>	0,50	0,50
Coefficiente di espansione laterale	1,50	
Superficie di ancoraggio:	ANGOLO DI ROTTURA	
Coefficiente di spinta:	SPINTA A RIPOSO	

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
Y	ordinata della fila misurata dalla testa del muro espressa in [m]
nr.	numero di tiranti della fila
D	diametro della perforazione espresso in [cm]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nf	numero tondini
df	diametro dei tondini espresso in [mm]

N	Y	nr.	D	alfa	ALL	nf	df
1	0,10	4	20,00	0,00	Sfalsati	1	24,00

## Materiali utilizzati per la struttura

### Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	407,9 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico E	343054,09 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento $\sigma_{fa}$	4588,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Malta utilizzata per i tiranti

Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	300 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18,3 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Acciaio utilizzato per i tiranti

Tipo	Precomp
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	10000 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione di snervamento $\sigma_{fa}$	16000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

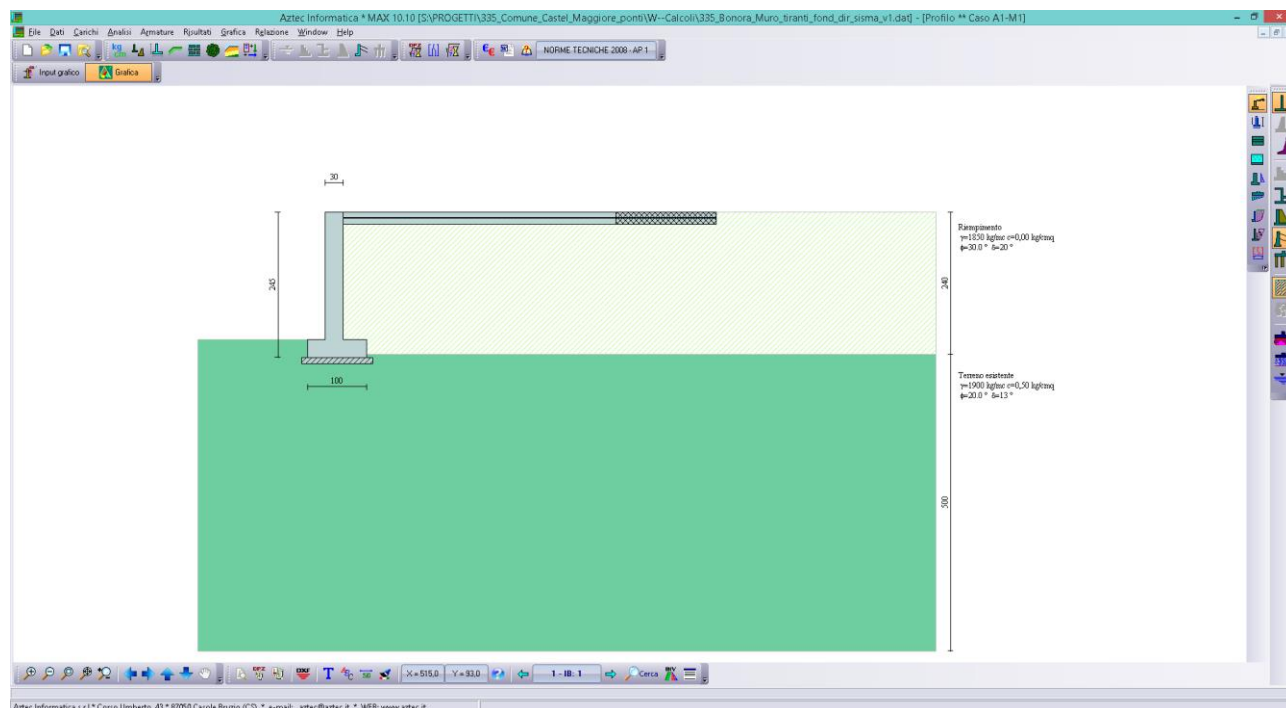
## Geometria profilo terreno a monte del muro

### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	4,50	0,00	0,00
2	10,00	0,00	0,00



## Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,00	[m]

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
$c$	Coesione espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$c_a$	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Riempimento	1850	1900	30.00	20.00	0,000	0,000
Terreno esistente	1900	1950	20.00	13.33	0,500	0,000

### Parametri medi

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Riempimento	1850	1900	30.00	20.00	0,000	0,000
Terreno esistente	1900	1950	20.00	13.33	0,500	0,000

### Parametri minimi

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Riempimento	1850	1900	30.00	20.00	0,000	0,000
Terreno esistente	1900	1950	20.00	13.33	0,500	0,000

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
$\alpha$	Inclinazione espressa in [°]
$K_w$	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
$K_s$	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	$\alpha$	$K_w$	$K_s$	Terreno
1	2,40	0,00	1,01	2,00	Riempimento
2	5,00	0,00	3,96	0,00	Terreno esistente



## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

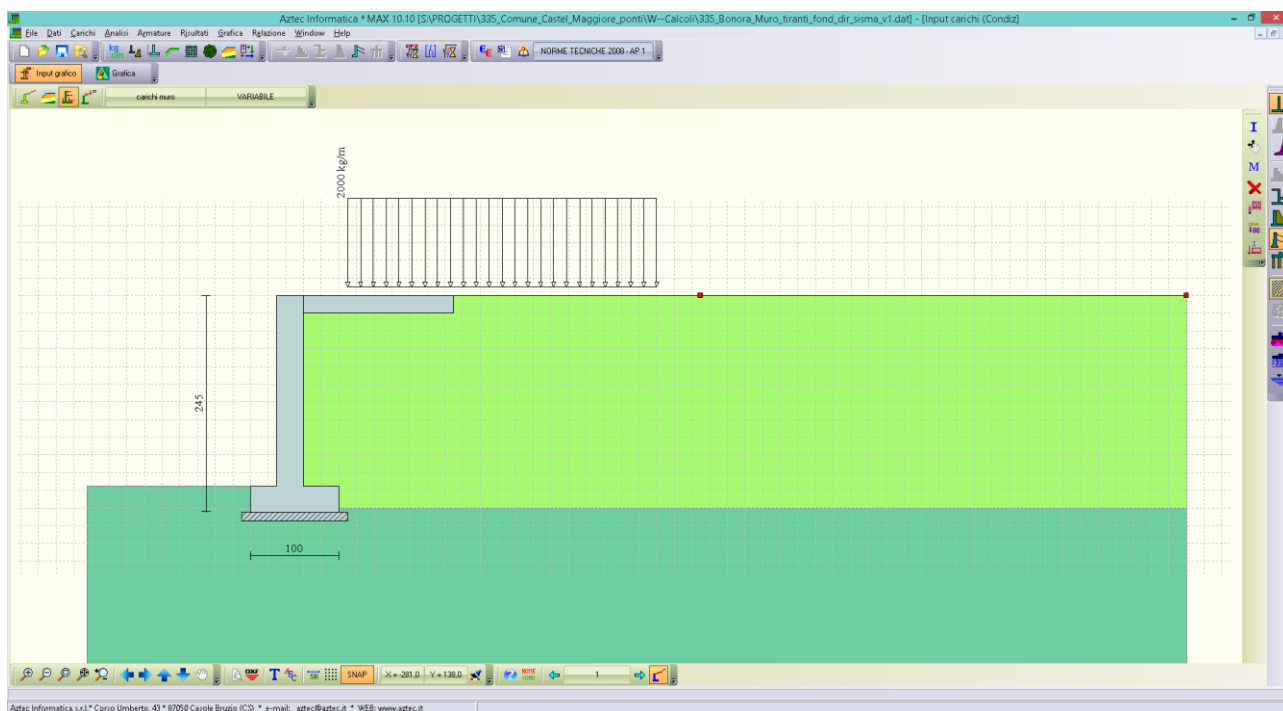
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
$F_x$	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
$F_y$	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
$M$	Momento espresso in [kgm]
$X_i$	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
$X_f$	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
$Q_i$	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
$Q_f$	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
$D/C$	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

### Condizione n° 1 (carico ferroviario)

D      Profilo       $X_i=0,50$        $X_f=4,00$        $Q_i=2000,00$        $Q_f=2000,00$



## Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

<i>F/S</i>	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
carico ferroviario	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico ferroviario	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
carico ferroviario	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico ferroviario	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 14 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
carico ferroviario	SFAV	1,00	0,80	0,80

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
carico ferroviario	SFAV	1,00	1,00	1,00

## Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

**Impostazioni verifiche SLE**Condizioni ambientali  
Armatura ad aderenza migliorata

Ordinarie

Verifica fessurazioneSensibilità delle armature  
Valori limite delle aperture delle fessurePoco sensibile  
 $w_1 = 0.20$   
 $w_2 = 0.30$   
 $w_3 = 0.40$   
E.C. 2

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$   
Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ Calcolo della portanza

metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00**Impostazioni avanzate**

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>SCO</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS<sub>RIB</sub></i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS<sub>QLIM</sub></i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS<sub>STAB</sub></i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>SCO</sub></b>	<b>CS<sub>RIB</sub></b>	<b>CS<sub>QLIM</sub></b>	<b>CS<sub>STAB</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,01	--	6,37	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,01	--	7,19	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,01	--	3,86	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,01	--	4,39	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,01	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,01	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,14
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,27
9	A1-M1 - [2]	--	1,01	--	6,59	--
10	A2-M2 - [2]	--	1,01	--	4,48	--
11	EQU - [2]	--	--	1,01	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	2,05
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,01	--	6,37	--
14	SLEQ - [1]	--	1,01	--	10,82	--
15	SLEF - [1]	--	1,01	--	8,75	--
16	SLER - [1]	--	1,01	--	8,34	--

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta  
Calcolo del carico limite  
Calcolo della stabilità globale  
Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Culmann  
metodo di Meyerhof  
metodo di Bishop  
Spinta a riposo

### Sisma

#### **Identificazione del sito**

Latitudine

44.578148

Longitudine

11.361722

Comune

Castel Maggiore

Provincia

Bologna

Regione

Emilia Romagna

Punti di interpolazione del reticolo

16509 - 16287 - 16286 - 16508

#### **Tipo di opera**

Tipo di costruzione

Opera ordinaria

Vita nominale

50 anni

Classe d'uso

II - Normali affollamenti e industrie non pericolose

Vita di riferimento

50 anni

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g$

1.63 [m/s<sup>2</sup>]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.45

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 24.10$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 12.05$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g$

0.61 [m/s<sup>2</sup>]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.50

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 9.28$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 4.64$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)

0,0

Lunghezza del muro

4,00 [m]

Peso muro

2362,50 [kg]

Baricentro del muro

X=-0,13 Y=-1,46

### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta

X = 0,40 Y = -2,45

Punto superiore superficie di spinta

X = 0,40 Y = 0,00

Altezza della superficie di spinta

2,45 [m]

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)

0,00 [°]

### COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica

2366,03 [kg]

Componente orizzontale della spinta statica

2223,34 [kg]

Componente verticale della spinta statica

809,23 [kg]

Punto d'applicazione della spinta

X = 0,40 [m] Y = -1,46 [m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50,63	[°]		
Incremento sismico della spinta	1820,03	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	38,38	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	191,70	[kg]		
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-1582,46	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-404,58	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-3545,98	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3303,87	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5861,58	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5861,58	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3303,87	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6728,57	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29,41	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112,85	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	37358,30	[kg]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6539	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5184	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 14.83$	$N_q = 6.40$	$N_\gamma = 2.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,22$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,09$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 7.30$	$N'_q = 3.02$	$N'_\gamma = 0.66$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.37

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,60	173,05
3	0,06	10,37	344,88
4	0,09	23,28	515,50
5	0,12	41,29	684,89
6	0,15	64,36	853,07
7	0,18	92,46	1020,03
8	0,21	125,55	1185,77
9	0,24	163,59	1350,29
10	0,27	206,56	1513,59
11	0,30	254,40	1675,67

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	0,38	19,36
3	0,08	1,58	40,89
4	0,12	3,68	64,59
5	0,16	6,77	90,45
6	0,20	10,94	118,48
7	0,24	16,28	148,67
8	0,28	22,87	181,04
9	0,32	30,79	215,56
10	0,36	40,14	252,26
11	0,40	51,00	291,12

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 1

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-4088,88	0,00	-661,07	0,00	1612,50
2	0,07	-4088,48	0,00	-510,38	108,58	1559,48
3	0,14	-4075,21	0,00	-86,17	284,61	1506,47
4	0,21	-4049,32	0,00	0,00	461,26	1453,45
5	0,28	-4011,15	0,00	0,00	632,54	1400,43
6	0,35	-3961,09	0,00	0,00	801,07	1347,41
7	0,42	-3899,36	0,00	0,00	965,62	1294,40
8	0,49	-3826,29	0,00	0,00	1123,75	1241,38
9	0,57	-3742,25	0,00	0,00	1278,62	1188,36
10	0,64	-3647,43	0,00	0,00	1430,27	1135,34
11	0,71	-3542,46	0,00	0,00	1574,45	1082,33
12	0,78	-3427,69	0,00	0,00	1716,36	1029,31
13	0,85	-3303,49	0,00	0,00	1854,08	976,29
14	0,92	-3170,77	0,00	0,00	1986,80	923,28
15	0,99	-3030,91	0,00	0,00	2122,52	870,26
16	1,06	-2882,28	0,00	0,00	2258,20	817,24
17	1,13	-2725,34	0,00	0,00	2392,41	764,22
18	1,20	-2560,56	0,00	0,00	2526,94	711,21
19	1,27	-2388,43	0,00	0,00	2661,65	658,19
20	1,34	-2209,54	0,00	0,00	2798,76	605,17
21	1,41	-2024,53	0,00	0,00	2944,01	552,16
22	1,48	-1834,00	0,00	0,00	3101,66	499,14
23	1,56	-1638,65	0,00	0,00	3282,60	446,12
24	1,63	-1438,97	0,00	0,00	3506,53	393,10
25	1,70	-1235,05	0,00	0,00	3803,36	340,09
26	1,77	-1026,23	0,00	0,00	4233,78	287,07
27	1,84	-809,94	0,00	0,00	4917,28	234,05
28	1,91	-576,48	0,00	0,00	6118,49	181,03
29	1,98	-340,50	0,00	0,00	8636,24	128,02
30	2,05	-201,17	515,33	-2412,50	8678,43	75,00
31	2,15	-47,73	20,37	-2390,00	1543,59	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,55	10,05	-180,91	571,62
2	0,13	-119,56	39,82	-1106,37	549,26
3	0,25	-13,89	113,98	-3244,18	258,29
4	0,38	0,00	432,83	-7399,49	236,36
5	0,50	0,00	1149,28	-7469,15	7517,27
6	0,64	0,00	289,71	-20,17	7439,06
7	0,79	-198,03	43,29	-77,85	3154,60
8	0,93	-348,07	26,45	-96,49	1239,16
9	1,07	-357,33	21,72	-1101,13	149,32
10	1,21	-227,01	24,38	-2993,08	124,05
11	1,36	0,00	235,55	-7239,39	103,24
12	1,50	0,00	1046,67	-7317,61	7370,31
13	1,64	0,00	228,05	-59,44	7291,91
14	1,79	-242,27	12,32	-50,54	3047,51
15	1,93	-380,97	7,19	-33,44	1159,50
16	2,07	-380,97	7,19	-1159,50	33,44
17	2,21	-242,27	12,32	-3047,51	50,54
18	2,36	0,00	228,05	-7291,91	59,44
19	2,50	0,00	1046,67	-7370,31	7317,61
20	2,64	0,00	235,55	-103,24	7239,39
21	2,79	-227,01	24,38	-124,05	2993,08
22	2,93	-357,33	21,72	-149,32	1101,13
23	3,07	-348,07	26,45	-1239,16	96,49
24	3,21	-198,03	43,29	-3154,60	77,85
25	3,36	0,00	289,71	-7439,06	20,17



---

26	3,50	0,00	1149,28	-7517,27	7469,15
27	3,63	0,00	432,83	-236,36	7399,49
28	3,75	-13,89	113,98	-258,29	3244,18
29	3,88	-119,56	39,82	-549,26	1106,37
30	4,00	-3,55	10,05	-571,62	180,91

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]  
H altezza della sezione espressa in [cm]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]  
 $A_{fi}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]  
 $N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kg]  
 $M_u$  momento ultimo espresso in [kgm]  
CS coefficiente sicurezza sezione  
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]  
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]  
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	123,64	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	875	6185	11,66	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2326	6187	18,17	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1928	6138	10,65	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1768	6119	7,55	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1710	6111	5,96	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1682	6108	4,95	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1668	6106	4,24	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1662	6106	3,73	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1662	6106	3,33	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1665	6106	3,02	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1673	6107	2,76	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1683	6108	2,56	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1697	6110	2,39	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1714	6112	2,24	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1734	6114	2,12	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1756	6117	2,02	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1782	6120	1,93	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1810	6124	1,85	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1840	6127	1,79	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1873	6132	1,73	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1910	6136	1,68	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1950	6141	1,64	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1994	6146	1,61	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	2042	6152	1,58	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	4075	11979	3,02	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	2153	6166	1,54	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	2216	6174	1,52	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	2285	6182	1,52	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	2362	6191	1,51	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	2446	6202	1,52	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 1

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2270,91	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	569,06	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	253,51	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	142,94	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	91,70	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	63,83	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	47,01	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	36,08	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	28,57	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	23,20	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	5902	15530,15	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	5902	3740,36	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	1603,65	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	5902	871,28	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	5902	539,22	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	362,50	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	5902	258,08	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	5902	191,66	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	5902	147,02	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	5902	115,71	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 1

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	587,00
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	49,36
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	51,78
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,64
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,14

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,37
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	29,80
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,96
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,52
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,00
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,05
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,64
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	25,88
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,36
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,49
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,49
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,36
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	25,88
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,64
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,05
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,00
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,52
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,96
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	29,80
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,37
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,14
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,64
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	51,78
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	49,36
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	587,00

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 1

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3546	1,60	6,50	783,8

### COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	2366,03	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2223,34	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	809,23	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50,63	[°]		

Incremento sismico della spinta	1394,55	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	34,70	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-191,70	[kg]		

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1488,14	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-540,59	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-3402,45	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	2998,38	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4763,33	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4763,33	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	2998,38	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	5628,46	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32,19	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	106,13	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	34255,08	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,5400	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4127	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 14.83$	$N_q = 6.40$	$N_\gamma = 2.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,41$	$i_\gamma = 0,37$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,09$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 6.65$	$N'_q = 2.75$	$N'_\gamma = 1.11$
---------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.19

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 2

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,09	138,93
3	0,06	8,32	276,71
4	0,09	18,68	413,35
5	0,12	33,11	548,84
6	0,15	51,60	683,19
7	0,18	74,09	816,38
8	0,21	100,57	948,44
9	0,24	130,99	1079,34
10	0,27	165,32	1209,10
11	0,30	203,52	1337,72

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 2

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,47	-23,02
3	0,08	-1,81	-44,00
4	0,12	-3,96	-62,94
5	0,16	-6,82	-79,85
6	0,20	-10,32	-94,72
7	0,24	-14,37	-107,55
8	0,28	-18,90	-118,34
9	0,32	-23,81	-127,09
10	0,36	-29,04	-133,81
11	0,40	-34,49	-138,49

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 2

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-4077,92	0,00	-444,34	116,81	1612,50
2	0,07	-4064,69	0,00	-319,60	277,20	1559,48
3	0,14	-4039,83	0,00	0,00	438,76	1506,47
4	0,21	-4003,56	0,00	0,00	599,66	1453,45
5	0,28	-3956,17	0,00	0,00	754,70	1400,43
6	0,35	-3898,03	0,00	0,00	907,07	1347,41
7	0,42	-3829,33	0,00	0,00	1056,05	1294,40
8	0,49	-3750,37	0,00	0,00	1199,29	1241,38
9	0,57	-3661,47	0,00	0,00	1339,59	1188,36
10	0,64	-3562,81	0,00	0,00	1477,00	1135,34
11	0,71	-3454,97	0,00	0,00	1607,70	1082,33
12	0,78	-3338,26	0,00	0,00	1736,39	1029,31
13	0,85	-3213,01	0,00	0,00	1861,31	976,29
14	0,92	-3080,10	0,00	0,00	1981,76	923,28
15	0,99	-2940,82	0,00	0,00	2105,30	870,26
16	1,06	-2793,58	0,00	0,00	2229,13	817,24
17	1,13	-2638,79	0,00	0,00	2351,90	764,22
18	1,20	-2476,91	0,00	0,00	2475,16	711,21
19	1,27	-2308,37	0,00	0,00	2598,92	658,19
20	1,34	-2133,73	0,00	0,00	2725,30	605,17
21	1,41	-1953,56	0,00	0,00	2859,69	552,16
22	1,48	-1768,45	0,00	0,00	3006,31	499,14
23	1,56	-1579,03	0,00	0,00	3175,57	446,12
24	1,63	-1385,75	0,00	0,00	3386,27	393,10
25	1,70	-1188,68	0,00	0,00	3667,27	340,09
26	1,77	-987,18	0,00	0,00	4076,72	287,07
27	1,84	-778,74	0,00	0,00	4729,19	234,05
28	1,91	-554,05	0,00	0,00	5878,73	181,03
29	1,98	-327,15	0,00	0,00	8291,72	128,02
30	2,05	-193,16	494,34	-2312,94	8330,52	75,00
31	2,15	-45,78	19,57	-2292,20	1481,45	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,24	9,69	-173,69	548,00
2	0,13	-114,67	38,27	-1062,55	527,41
3	0,25	-13,28	109,42	-3114,35	238,36
4	0,38	0,00	415,36	-7101,29	178,32
5	0,50	0,00	1102,81	-7165,52	7211,55
6	0,64	0,00	278,04	0,00	7139,44
7	0,79	-189,96	41,59	0,00	3028,55
8	0,93	-333,93	25,42	0,00	1190,14
9	1,07	-342,83	20,87	-1057,58	61,98
10	1,21	-217,78	23,42	-2873,49	36,91
11	1,36	0,00	226,05	-6947,81	26,05
12	1,50	0,00	1004,34	-7019,94	7070,54
13	1,64	0,00	218,85	0,00	6998,25
14	1,79	-232,43	11,83	0,00	2925,76
15	1,93	-365,53	6,91	0,00	1113,64
16	2,07	-365,53	6,91	-1113,64	0,00
17	2,21	-232,43	11,83	-2925,76	0,00
18	2,36	0,00	218,85	-6998,25	0,00
19	2,50	0,00	1004,34	-7070,54	7019,94
20	2,64	0,00	226,05	-26,05	6947,81
21	2,79	-217,78	23,42	-36,91	2873,49
22	2,93	-342,83	20,87	-61,98	1057,58
23	3,07	-333,93	25,42	-1190,14	0,00
24	3,21	-189,96	41,59	-3028,55	0,00
25	3,36	0,00	278,04	-7139,44	0,00



---

26	3,50	0,00	1102,81	-7211,55	7165,52
27	3,63	0,00	415,36	-178,32	7101,29
28	3,75	-13,28	109,42	-238,36	3114,35
29	3,88	-114,67	38,27	-527,41	1062,55
30	4,00	-3,24	9,69	-548,00	173,69

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	128,92	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	912	6197	12,16	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2426	6199	18,95	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	2009	6148	11,10	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1842	6128	7,87	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1780	6120	6,20	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1750	6116	5,15	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1735	6115	4,41	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1727	6114	3,87	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1725	6113	3,46	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1728	6114	3,13	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1734	6114	2,87	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1744	6116	2,65	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1756	6117	2,47	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1772	6119	2,32	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1791	6121	2,19	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1812	6124	2,08	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1837	6127	1,99	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1863	6130	1,91	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1891	6134	1,84	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1923	6138	1,78	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1957	6142	1,72	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1995	6146	1,68	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	2036	6152	1,64	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	2081	6157	1,61	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	4144	11987	3,08	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	2184	6170	1,56	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	2242	6177	1,54	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	2306	6185	1,53	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	2376	6193	1,52	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	2453	6203	1,52	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 2

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2828,09	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	708,97	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	315,97	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	178,22	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	114,38	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	79,65	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	58,68	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	45,05	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	35,70	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	29,00	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	12633,16	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	3252,88	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	1490,36	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	865,03	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	571,84	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	410,62	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	312,31	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	247,84	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	203,25	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	171,11	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 2

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	609,31
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	51,47
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	53,93
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	14,21
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,35

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	21,23
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	31,07
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	17,67
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	17,21
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	27,10
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	26,11
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,88
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	26,97
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	25,39
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	16,15
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	16,15
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	25,39
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	26,97
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,88
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	26,11
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	27,10
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	17,21
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	17,67
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	31,07
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	21,23
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,35
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	14,21
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	53,93
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	51,47
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	609,31

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 2

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3402	1,50	6,40	752,1

### COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	2739,30	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2630,07	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	765,81	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48,33	[°]		

Incremento sismico della spinta	1991,74	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	34,21	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	191,70	[kg]		

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1825,95	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-680,95	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-4459,38	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3669,17	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5752,50	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5752,50	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3669,17	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6823,05	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32,53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	130,22	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	22219,16	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6534	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4971	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 11,79$	$N_q = 4,43$	$N_\gamma = 1,44$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,41$	$i_\gamma = 1,01$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 5.19$	$N'_q = 1.88$	$N'_\gamma = 1.51$
---------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.86

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 3

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,60	172,81
3	0,06	10,35	344,22
4	0,09	23,23	514,21
5	0,12	41,19	682,81
6	0,15	64,19	849,99
7	0,18	92,18	1015,77
8	0,21	125,12	1180,14
9	0,24	162,97	1343,11
10	0,27	205,69	1504,67
11	0,30	253,24	1664,82

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 3

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	0,21	11,00
3	0,08	0,91	24,50
4	0,12	2,20	40,49
5	0,16	4,19	58,99
6	0,20	6,96	79,99
7	0,24	10,62	103,49
8	0,28	15,27	129,49
9	0,32	21,01	157,99
10	0,36	27,94	188,99
11	0,40	36,16	222,49

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 3

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymin</sub>	N
1	0,00	-5604,95	0,00	-360,63	360,13	1612,50
2	0,07	-5572,81	0,00	-225,49	569,44	1559,48
3	0,14	-5525,72	0,00	0,00	778,40	1506,47
4	0,21	-5463,97	0,00	0,00	985,09	1453,45
5	0,28	-5387,97	0,00	0,00	1183,44	1400,43
6	0,35	-5298,22	0,00	0,00	1378,24	1347,41
7	0,42	-5194,98	0,00	0,00	1568,49	1294,40
8	0,49	-5078,64	0,00	0,00	1751,00	1241,38
9	0,57	-4949,65	0,00	0,00	1929,49	1188,36
10	0,64	-4808,27	0,00	0,00	2104,06	1135,34
11	0,71	-4655,24	0,00	0,00	2269,47	1082,33
12	0,78	-4491,01	0,00	0,00	2432,13	1029,31
13	0,85	-4316,03	0,00	0,00	2589,68	976,29
14	0,92	-4131,45	0,00	0,00	2741,04	923,28
15	0,99	-3938,99	0,00	0,00	2896,37	870,26
16	1,06	-3736,56	0,00	0,00	3051,84	817,24
17	1,13	-3524,74	0,00	0,00	3205,71	764,22
18	1,20	-3304,12	0,00	0,00	3360,08	711,21
19	1,27	-3075,27	0,00	0,00	3514,88	658,19
20	1,34	-2838,97	0,00	0,00	3672,89	605,17
21	1,41	-2595,98	0,00	0,00	3841,24	552,16
22	1,48	-2347,05	0,00	0,00	4025,37	499,14
23	1,56	-2093,06	0,00	0,00	4238,96	446,12
24	1,63	-1834,59	0,00	0,00	4506,71	393,10
25	1,70	-1571,76	0,00	0,00	4866,31	340,09
26	1,77	-1303,74	0,00	0,00	5394,02	287,07
27	1,84	-1027,25	0,00	0,00	6239,99	234,05
28	1,91	-730,12	0,00	0,00	7736,95	181,03
29	1,98	-430,77	0,00	0,00	10889,38	128,02
30	2,05	-253,82	647,26	-3022,45	10933,72	75,00
31	2,15	-59,88	25,77	-2999,31	1943,42	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-4,16	12,88	-227,86	716,46
2	0,13	-150,15	50,30	-1396,91	693,50
3	0,25	-17,28	143,54	-4088,63	268,18
4	0,38	0,00	544,48	-9313,23	204,79
5	0,50	0,00	1445,47	-9385,11	9444,94
6	0,64	0,00	364,53	0,00	9364,24
7	0,79	-248,86	54,60	0,00	3976,98
8	0,93	-437,57	33,38	0,00	1565,11
9	1,07	-449,24	27,40	-1390,92	81,55
10	1,21	-285,36	30,75	-3773,49	42,16
11	1,36	0,00	296,33	-9112,92	30,29
12	1,50	0,00	1316,38	-9193,64	9260,02
13	1,64	0,00	286,88	0,00	9179,12
14	1,79	-304,59	15,53	0,00	3842,11
15	1,93	-479,03	9,07	0,00	1464,60
16	2,07	-479,03	9,07	-1464,60	0,00
17	2,21	-304,59	15,53	-3842,11	0,00
18	2,36	0,00	286,88	-9179,12	0,00
19	2,50	0,00	1316,38	-9260,02	9193,64
20	2,64	0,00	296,33	-30,29	9112,92
21	2,79	-285,36	30,75	-42,16	3773,49
22	2,93	-449,24	27,40	-81,55	1390,92
23	3,07	-437,57	33,38	-1565,11	0,00
24	3,21	-248,86	54,60	-3976,98	0,00
25	3,36	0,00	364,53	-9364,24	0,00



---

26	3,50	0,00	1445,47	-9444,94	9385,11
27	3,63	0,00	544,48	-204,79	9313,23
28	3,75	-17,28	143,54	-268,18	4088,63
29	3,88	-150,15	50,30	-693,50	1396,91
30	4,00	-4,16	12,88	-716,46	227,86

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 3

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	98,55	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	694	6124	9,25	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	1820	6125	14,22	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1509	6087	8,34	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1383	6071	5,91	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1336	6066	4,65	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1312	6063	3,86	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1299	6061	3,30	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1292	6060	2,90	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1289	6060	2,58	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1289	6060	2,33	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1292	6060	2,13	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1297	6061	1,97	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1305	6062	1,83	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1315	6063	1,72	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1326	6064	1,62	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1340	6066	1,54	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1356	6068	1,47	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1373	6070	1,41	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1392	6072	1,35	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1412	6075	1,30	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1435	6078	1,26	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1460	6081	1,23	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1487	6084	1,20	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	1517	6088	1,17	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	3015	11854	2,24	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	1584	6096	1,13	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	1623	6101	1,12	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	1665	6106	1,11	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	1710	6112	1,10	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	1760	6118	1,09	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 3

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2273,65	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	569,96	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	254,00	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	143,27	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	91,94	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	64,02	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	47,17	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	36,21	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	28,69	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	23,30	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	5902	27887,60	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	5902	6462,87	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2676,94	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	5902	1409,85	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	5902	848,26	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	555,78	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	5902	386,49	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	5902	280,88	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	5902	211,21	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	5902	163,19	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 3

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	458,32
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	39,31
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	41,12
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	10,84
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,08

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	16,19
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	23,71
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	13,49
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,14
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	20,68
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	19,92
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,48
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	20,57
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	19,38
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	12,32
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	12,32
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	19,38
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	20,57
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,48
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	19,92
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	20,68
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,14
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	13,49
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	23,71
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	16,19
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,08
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	10,84
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	41,12
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	39,31
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	458,32

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 3

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4459	1,70	6,60	985,7

### COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	2739,30	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2630,07	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	765,81	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48,33	[°]		
Incremento sismico della spinta	1520,98	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	29,65	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-191,70	[kg]		
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-1710,21	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-791,74	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento</u>				
Sforzo tiranti in direzione X	-4208,46	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3332,92	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4668,17	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4668,17	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3332,92	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,03	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	5735,86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	35,53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	121,96	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	20500,39	[kg]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,5400	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,3936	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 11,79$	$N_q = 4,43$	$N_\gamma = 1,44$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,37$	$i_q = 0,37$	$i_\gamma = 1,41$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 4.67$	$N'_q = 1.69$	$N'_\gamma = 2.11$
---------------	---------------	--------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.39

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 4

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,09	138,84
3	0,06	8,32	276,36
4	0,09	18,65	412,57
5	0,12	33,06	547,46
6	0,15	51,49	681,03
7	0,18	73,91	813,28
8	0,21	100,27	944,22
9	0,24	130,55	1073,84
10	0,27	164,69	1202,14
11	0,30	202,66	1329,12

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 4

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,62	-30,47
3	0,08	-2,41	-58,61
4	0,12	-5,27	-84,40
5	0,16	-9,13	-107,85
6	0,20	-13,87	-128,95
7	0,24	-19,41	-147,72
8	0,28	-25,66	-164,14
9	0,32	-32,51	-178,22
10	0,36	-39,88	-189,96
11	0,40	-47,68	-199,36

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 4

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-5403,13	0,00	-183,59	481,33	1612,50
2	0,07	-5362,99	0,00	-94,73	672,02	1559,48
3	0,14	-5309,33	0,00	0,00	861,59	1506,47
4	0,21	-5242,38	0,00	0,00	1048,69	1453,45
5	0,28	-5162,52	0,00	0,00	1228,30	1400,43
6	0,35	-5070,21	0,00	0,00	1404,79	1347,41
7	0,42	-4965,67	0,00	0,00	1577,24	1294,40
8	0,49	-4849,27	0,00	0,00	1742,73	1241,38
9	0,57	-4721,39	0,00	0,00	1904,60	1188,36
10	0,64	-4582,27	0,00	0,00	2062,96	1135,34
11	0,71	-4432,61	0,00	0,00	2213,08	1082,33
12	0,78	-4272,79	0,00	0,00	2360,73	1029,31
13	0,85	-4103,24	0,00	0,00	2503,80	976,29
14	0,92	-3925,00	0,00	0,00	2641,30	923,28
15	0,99	-3739,70	0,00	0,00	2782,73	870,26
16	1,06	-3545,35	0,00	0,00	2924,57	817,24
17	1,13	-3342,47	0,00	0,00	3065,19	764,22
18	1,20	-3131,60	0,00	0,00	3206,48	711,21
19	1,27	-2913,28	0,00	0,00	3348,42	658,19
20	1,34	-2688,20	0,00	0,00	3493,67	605,17
21	1,41	-2457,06	0,00	0,00	3648,86	552,16
22	1,48	-2220,58	0,00	0,00	3819,22	499,14
23	1,56	-1979,56	0,00	0,00	4017,64	446,12
24	1,63	-1734,53	0,00	0,00	4267,34	393,10
25	1,70	-1485,57	0,00	0,00	4604,03	340,09
26	1,77	-1231,90	0,00	0,00	5099,59	287,07
27	1,84	-970,41	0,00	0,00	5895,68	234,05
28	1,91	-689,57	0,00	0,00	7306,40	181,03
29	1,98	-406,78	0,00	0,00	10279,65	128,02
30	2,05	-239,61	610,77	-2851,29	10320,45	75,00
31	2,15	-56,50	24,33	-2829,93	1834,24	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,79	12,17	-215,11	675,85
2	0,13	-141,67	47,52	-1318,87	654,67
3	0,25	-16,27	135,50	-3859,43	240,14
4	0,38	0,00	513,88	-8789,96	184,39
5	0,50	0,00	1364,17	-8856,29	8912,66
6	0,64	0,00	344,06	0,00	8838,19
7	0,79	-234,82	51,57	0,00	3754,14
8	0,93	-412,92	31,53	0,00	1477,69
9	1,07	-423,93	25,88	-1313,23	77,04
10	1,21	-269,28	29,04	-3562,05	38,23
11	1,36	0,00	279,69	-8600,99	29,01
12	1,50	0,00	1242,33	-8675,48	8738,15
13	1,64	0,00	270,76	0,00	8663,50
14	1,79	-287,43	14,67	0,00	3626,85
15	1,93	-452,06	8,56	0,00	1382,81
16	2,07	-452,06	8,56	-1382,81	0,00
17	2,21	-287,43	14,67	-3626,85	0,00
18	2,36	0,00	270,76	-8663,50	0,00
19	2,50	0,00	1242,33	-8738,15	8675,48
20	2,64	0,00	279,69	-29,01	8600,99
21	2,79	-269,28	29,04	-38,23	3562,05
22	2,93	-423,93	25,88	-77,04	1313,23
23	3,07	-412,92	31,53	-1477,69	0,00
24	3,21	-234,82	51,57	-3754,14	0,00
25	3,36	0,00	344,06	-8838,19	0,00



---

26	3,50	0,00	1364,17	-8912,66	8856,29
27	3,63	0,00	513,88	-184,39	8789,96
28	3,75	-16,27	135,50	-240,14	3859,43
29	3,88	-141,67	47,52	-654,67	1318,87
30	4,00	-3,79	12,17	-675,85	215,11

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	104,46	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	736	6137	9,81	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	1932	6139	15,09	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1601	6098	8,84	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1467	6082	6,27	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1416	6075	4,93	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1390	6072	4,09	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1376	6070	3,50	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1368	6070	3,07	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1364	6069	2,73	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1364	6069	2,47	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1366	6069	2,26	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1371	6070	2,08	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1379	6071	1,94	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1388	6072	1,82	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1400	6073	1,71	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1414	6075	1,62	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1430	6077	1,55	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1446	6079	1,48	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1465	6081	1,42	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1486	6084	1,37	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1508	6087	1,33	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1533	6090	1,29	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1560	6093	1,26	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	1589	6097	1,23	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	3155	11870	2,34	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	1656	6105	1,18	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	1694	6110	1,17	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	1735	6115	1,15	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	1780	6120	1,14	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	1828	6126	1,13	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 4

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2829,33	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	709,57	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	316,37	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	178,52	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	114,62	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	79,85	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	58,86	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	45,21	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	35,84	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	29,12	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	9560,75	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	2452,20	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	1118,90	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	646,61	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	425,47	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	304,02	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	230,02	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	181,52	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	147,97	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	123,78	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 4

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	484,76
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	41,66
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	43,55
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	11,48
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,33

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	17,15
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	25,13
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	14,29
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,92
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	21,92
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	21,10
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,75
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	21,80
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	20,53
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	13,06
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	13,06
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	20,53
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	21,80
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,75
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	21,10
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	21,92
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,92
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	14,29
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	25,13
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	17,15
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,33
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	11,48
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	43,55
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	41,66
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	484,76

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 4

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sfuerzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4208	1,60	6,50	930,3

### COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	2739,30	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2630,07	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	765,81	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48,33	[°]		

Incremento sismico della spinta	1991,74	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	34,21	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	191,70	[kg]		

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1825,95	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-680,95	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-4459,38	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3669,17	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5752,50	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5527,00	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	5582,27	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5752,50	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3669,17	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6823,05	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32,53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	130,22	[kgm]		

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.01
--	------



## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 5

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4459	1,10	6,00	985,7

### COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	2739,30	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2630,07	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	765,81	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48,33	[°]		

Incremento sismico della spinta	1520,98	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	29,65	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-191,70	[kg]		

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1710,21	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-791,74	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-4208,46	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3332,92	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4668,17	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5371,34	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	5425,05	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4668,17	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3332,92	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,03	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	5735,86	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	35,53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	121,96	[kgm]		

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.01
--	------





Analisi dei tiranti

Combinazione n° 6

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4208	1,00	5,90	930,3

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 7

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 $c$  coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]  
 $b$  larghezza della striscia espressa in [m]  
 $u$  pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,19 Y[m]= 1,72

Raggio del cerchio R[m]= 4,21

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -1,88

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,66

Larghezza della striscia dx[m]= 0,22

Coefficiente di sicurezza C= 2.14

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	85,15	61.94	75,14	0,47	24.79	0,00	0,00
2	239,62	56.78	200,46	0,40	24.79	0,00	0,00
3	366,22	51.60	287,01	0,36	24.79	0,00	0,00
4	472,12	46.97	345,11	0,32	24.79	0,00	0,00
5	562,65	42.71	381,62	0,30	24.79	0,00	0,00
6	640,95	38.72	400,96	0,28	24.79	0,00	0,00
7	709,08	34.95	406,25	0,27	24.79	0,00	0,00
8	768,47	31.35	399,81	0,26	24.79	0,00	0,00
9	820,14	27.88	383,52	0,25	24.79	0,00	0,00
10	864,86	24.52	358,92	0,24	24.79	0,00	0,00
11	903,21	21.25	327,30	0,24	24.79	0,00	0,00
12	935,65	18.04	289,81	0,23	24.79	0,00	0,00
13	962,52	14.90	247,48	0,23	24.79	0,00	0,00
14	984,15	11.80	201,26	0,23	20.29	0,21	0,00
15	1013,15	8.74	153,88	0,22	16.23	0,40	0,00
16	1055,91	5.70	104,81	0,22	16.23	0,40	0,00
17	1209,74	2.67	56,43	0,22	16.23	0,40	0,00
18	1228,15	-0.34	-7,34	0,22	16.23	0,40	0,00
19	179,76	-3.36	-10,53	0,22	16.23	0,40	0,00
20	139,31	-6.38	-15,49	0,22	16.23	0,40	0,00
21	116,48	-9.43	-19,08	0,22	16.23	0,40	0,00
22	98,53	-12.50	-21,33	0,23	24.79	0,00	0,00
23	75,76	-15.61	-20,38	0,23	24.79	0,00	0,00
24	47,65	-18.77	-15,33	0,23	24.79	0,00	0,00
25	13,91	-21.98	-5,21	0,24	24.79	0,00	0,00

$\Sigma W_i = 14493,12$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 4505,09$  [kg]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 5759,72$  [kg]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.45$

Analisi dei tiranti

Combinazione n° 7

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4459	1,10	6,00	985,7

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,19 Y[m]= 1,72

Raggio del cerchio R[m]= 4,21

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -1,88

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,66

Larghezza della striscia dx[m]= 0,22

Coefficiente di sicurezza C= 2.27

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	85,15	61.94	75,14	0,47	24.79	0,00	0,00
2	239,62	56.78	200,46	0,40	24.79	0,00	0,00
3	366,22	51.60	287,01	0,36	24.79	0,00	0,00
4	472,12	46.97	345,11	0,32	24.79	0,00	0,00
5	562,65	42.71	381,62	0,30	24.79	0,00	0,00
6	640,95	38.72	400,96	0,28	24.79	0,00	0,00
7	709,08	34.95	406,25	0,27	24.79	0,00	0,00
8	768,47	31.35	399,81	0,26	24.79	0,00	0,00
9	820,14	27.88	383,52	0,25	24.79	0,00	0,00
10	864,86	24.52	358,92	0,24	24.79	0,00	0,00
11	903,21	21.25	327,30	0,24	24.79	0,00	0,00
12	935,65	18.04	289,81	0,23	24.79	0,00	0,00
13	962,52	14.90	247,48	0,23	24.79	0,00	0,00
14	984,15	11.80	201,26	0,23	20.29	0,21	0,00
15	1013,15	8.74	153,88	0,22	16.23	0,40	0,00
16	1055,91	5.70	104,81	0,22	16.23	0,40	0,00
17	1209,74	2.67	56,43	0,22	16.23	0,40	0,00
18	1228,15	-0.34	-7,34	0,22	16.23	0,40	0,00
19	179,76	-3.36	-10,53	0,22	16.23	0,40	0,00
20	139,31	-6.38	-15,49	0,22	16.23	0,40	0,00
21	116,48	-9.43	-19,08	0,22	16.23	0,40	0,00
22	98,53	-12.50	-21,33	0,23	24.79	0,00	0,00
23	75,76	-15.61	-20,38	0,23	24.79	0,00	0,00
24	47,65	-18.77	-15,33	0,23	24.79	0,00	0,00
25	13,91	-21.98	-5,21	0,24	24.79	0,00	0,00

$\Sigma W_i = 14493,12$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 4505,09$  [kg]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 5759,72$  [kg]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.45$

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 8

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4208	1,00	5,90	930,3

### COMBINAZIONE n° 9

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	5070,91	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4765,10	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1734,35	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,38	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	49,82	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1580,61	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-440,06	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-3464,70	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3184,49	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5687,85	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5687,85	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3184,49	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6518,64	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29,24	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112,72	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	37492,90	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6364	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5012	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 14.83$	$N_q = 6.40$	$N_\gamma = 2.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,46$	$i_q = 0,46$	$i_\gamma = 0,21$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,09$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 7.34$	$N'_q = 3.04$	$N'_\gamma = 0.64$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.01

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

6.59

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 9

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,52	167,82
3	0,06	10,06	334,42
4	0,09	22,57	499,80
5	0,12	40,03	663,96
6	0,15	62,40	826,91
7	0,18	89,63	988,64
8	0,21	121,70	1149,15
9	0,24	158,57	1308,45
10	0,27	200,20	1466,52
11	0,30	246,55	1623,38

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 9

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,71	-35,29
3	0,08	-2,79	-68,41
4	0,12	-6,16	-99,37
5	0,16	-10,71	-128,16
6	0,20	-16,38	-154,79
7	0,24	-23,07	-179,26
8	0,28	-30,69	-201,56
9	0,32	-39,16	-221,70
10	0,36	-48,40	-239,67
11	0,40	-58,31	-255,48

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 9

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymin</sub>	N
1	0,00	-4148,92	0,00	-679,42	0,00	1612,50
2	0,07	-4150,81	0,00	-528,04	76,63	1559,48
3	0,14	-4139,91	0,00	-109,57	251,16	1506,47
4	0,21	-4116,39	0,00	0,00	427,86	1453,45
5	0,28	-4080,51	0,00	0,00	600,93	1400,43
6	0,35	-4032,58	0,00	0,00	772,03	1347,41
7	0,42	-3972,77	0,00	0,00	940,05	1294,40
8	0,49	-3901,34	0,00	0,00	1103,05	1241,38
9	0,57	-3818,54	0,00	0,00	1263,50	1188,36
10	0,64	-3724,55	0,00	0,00	1421,46	1135,34
11	0,71	-3619,91	0,00	0,00	1573,53	1082,33
12	0,78	-3504,87	0,00	0,00	1723,80	1029,31
13	0,85	-3379,78	0,00	0,00	1870,71	976,29
14	0,92	-3245,46	0,00	0,00	2013,61	923,28
15	0,99	-3103,20	0,00	0,00	2159,84	870,26
16	1,06	-2951,41	0,00	0,00	2306,65	817,24
17	1,13	-2790,48	0,00	0,00	2452,43	764,22
18	1,20	-2620,86	0,00	0,00	2598,69	711,21
19	1,27	-2442,98	0,00	0,00	2745,27	658,19
20	1,34	-2257,47	0,00	0,00	2893,91	605,17
21	1,41	-2064,94	0,00	0,00	3049,84	552,16
22	1,48	-1866,08	0,00	0,00	3216,26	499,14
23	1,56	-1661,93	0,00	0,00	3395,85	446,12
24	1,63	-1453,62	0,00	0,00	3609,57	393,10
25	1,70	-1242,07	0,00	0,00	3877,57	340,09
26	1,77	-1027,50	0,00	0,00	4271,92	287,07
27	1,84	-807,54	0,00	0,00	4911,58	234,05
28	1,91	-572,74	0,00	0,00	6057,94	181,03
29	1,98	-337,41	0,00	0,00	8491,08	128,02
30	2,05	-198,11	502,06	-2336,42	8515,71	75,00
31	2,15	-46,37	20,17	-2323,77	1512,40	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,54	10,25	-176,53	554,63
2	0,13	-116,52	39,04	-1090,63	542,10
3	0,25	-13,36	111,52	-3185,43	240,47
4	0,38	0,00	423,04	-7243,73	209,82
5	0,50	0,00	1123,00	-7283,17	7329,27
6	0,64	0,00	283,21	0,00	7284,98
7	0,79	-193,38	42,33	-12,85	3100,06
8	0,93	-340,02	25,86	-36,26	1222,94
9	1,07	-349,09	21,24	-1087,10	125,74
10	1,21	-221,76	23,85	-2941,66	101,58
11	1,36	0,00	230,19	-7089,48	76,31
12	1,50	0,00	1022,71	-7133,78	7185,30
13	1,64	0,00	222,85	-27,64	7140,90
14	1,79	-236,69	12,06	-17,11	2995,00
15	1,93	-372,22	7,04	-8,16	1144,52
16	2,07	-372,22	7,04	-1144,52	8,16
17	2,21	-236,69	12,06	-2995,00	17,11
18	2,36	0,00	222,85	-7140,90	27,64
19	2,50	0,00	1022,71	-7185,30	7133,78
20	2,64	0,00	230,19	-76,31	7089,48
21	2,79	-221,76	23,85	-101,58	2941,66
22	2,93	-349,09	21,24	-125,74	1087,10
23	3,07	-340,02	25,86	-1222,94	36,26
24	3,21	-193,38	42,33	-3100,06	12,85
25	3,36	0,00	283,21	-7284,98	0,00



---

26	3,50	0,00	1123,00	-7329,27	7283,17
27	3,63	0,00	423,04	-209,82	7243,73
28	3,75	-13,36	111,52	-240,47	3185,43
29	3,88	-116,52	39,04	-542,10	1090,63
30	4,00	-3,54	10,25	-554,63	176,53

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 9

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]  
 H altezza della sezione espressa in [cm]  
 A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]  
 A<sub>fi</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]  
 N<sub>u</sub> sforzo normale ultimo espresso in [kg]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo espresso in [kgm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]  
 VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]  
 VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	127,27	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	898	6189	11,97	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2348	6190	18,35	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1941	6140	10,72	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1774	6119	7,58	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1707	6111	5,95	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1672	6107	4,92	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1651	6104	4,20	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1638	6103	3,67	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1632	6102	3,27	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1632	6102	2,95	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1636	6102	2,70	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1644	6103	2,50	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1657	6105	2,33	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1672	6107	2,19	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1692	6109	2,07	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1714	6112	1,97	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1740	6115	1,88	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1767	6119	1,81	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1798	6122	1,75	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1832	6126	1,69	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1869	6131	1,65	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1910	6136	1,61	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1954	6141	1,57	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	2003	6147	1,55	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	4000	11970	2,97	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	2115	6161	1,51	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	2178	6169	1,50	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	2248	6178	1,49	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	2324	6187	1,49	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	2409	6197	1,49	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 9

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2341,66	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	586,83	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	261,45	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	147,42	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	94,58	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	65,84	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	48,49	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	37,22	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	29,48	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	23,94	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	8277,83	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	2112,20	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	958,56	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	550,81	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	360,28	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	255,83	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	192,28	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	150,69	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	121,94	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	101,21	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 9

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	575,92
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	50,65
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	52,92
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,95
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,26

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,84
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	30,52
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	17,36
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,91
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,61
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,64
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,77
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	26,48
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,93
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,86
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,86
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,93
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	26,48
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,77
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,64
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,61
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,91
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	17,36
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	30,52
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,84
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,26
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,95
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	52,92
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	50,65
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	575,92

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 9

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3465	1,60	6,50	765,9

### COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	4873,01	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4678,71	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1362,33	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,38	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47,52	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1626,93	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-566,62	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-3717,59	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3051,78	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5315,83	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5315,83	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3051,78	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6129,55	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29,86	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	116,02	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	23831,81	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6012	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4620	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 11.79$	$N_q = 4.43$	$N_\gamma = 1.44$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,70$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,04$	$d_\gamma = 1,04$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 5.69$	$N'_q = 2.06$	$N'_\gamma = 1.05$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.48



## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 10

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,36	157,23
3	0,06	9,42	313,21
4	0,09	21,14	467,94
5	0,12	37,49	621,41
6	0,15	58,41	773,63
7	0,18	83,89	924,60
8	0,21	113,88	1074,31
9	0,24	148,34	1222,78
10	0,27	187,23	1369,98
11	0,30	230,52	1515,94

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 10

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,07	-3,20
3	0,08	-0,23	-4,17
4	0,12	-0,38	-2,91
5	0,16	-0,43	0,57
6	0,20	-0,30	6,28
7	0,24	0,10	14,22
8	0,28	0,87	24,39
9	0,32	2,08	36,78
10	0,36	3,84	51,41
11	0,40	6,23	68,26

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 10

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-4698,12	0,00	-403,74	203,85	1612,50
2	0,07	-4678,24	0,00	-277,59	377,26	1559,48
3	0,14	-4645,89	0,00	0,00	551,27	1506,47
4	0,21	-4601,25	0,00	0,00	725,11	1453,45
5	0,28	-4544,56	0,00	0,00	893,96	1400,43
6	0,35	-4476,14	0,00	0,00	1060,63	1347,41
7	0,42	-4396,13	0,00	0,00	1224,55	1294,40
8	0,49	-4304,77	0,00	0,00	1383,68	1241,38
9	0,57	-4202,34	0,00	0,00	1540,34	1188,36
10	0,64	-4088,99	0,00	0,00	1694,57	1135,34
11	0,71	-3965,26	0,00	0,00	1843,12	1082,33
12	0,78	-3831,41	0,00	0,00	1989,95	1029,31
13	0,85	-3687,77	0,00	0,00	2133,55	976,29
14	0,92	-3535,21	0,00	0,00	2273,29	923,28
15	0,99	-3375,08	0,00	0,00	2416,91	870,26
16	1,06	-3205,64	0,00	0,00	2561,64	817,24
17	1,13	-3027,27	0,00	0,00	2705,81	764,22
18	1,20	-2840,42	0,00	0,00	2850,82	711,21
19	1,27	-2645,56	0,00	0,00	2996,69	658,19
20	1,34	-2443,28	0,00	0,00	3145,38	605,17
21	1,41	-2234,22	0,00	0,00	3302,60	552,16
22	1,48	-2019,03	0,00	0,00	3472,48	499,14
23	1,56	-1798,53	0,00	0,00	3664,97	446,12
24	1,63	-1573,37	0,00	0,00	3899,28	393,10
25	1,70	-1344,12	0,00	0,00	4199,41	340,09
26	1,77	-1110,99	0,00	0,00	4624,81	287,07
27	1,84	-872,16	0,00	0,00	5307,18	234,05
28	1,91	-617,84	0,00	0,00	6527,80	181,03
29	1,98	-363,67	0,00	0,00	9129,20	128,02
30	2,05	-213,10	538,20	-2499,73	9149,85	75,00
31	2,15	-49,66	21,74	-2489,38	1624,20	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,49	11,14	-189,86	593,76
2	0,13	-124,91	41,95	-1173,60	583,51
3	0,25	-14,25	119,74	-3423,41	237,80
4	0,38	0,00	453,98	-7777,35	180,33
5	0,50	0,00	1205,03	-7809,70	7858,72
6	0,64	0,00	303,98	0,00	7822,40
7	0,79	-207,42	45,50	0,00	3332,43
8	0,93	-364,76	27,81	0,00	1316,36
9	1,07	-374,50	22,84	-1170,28	69,23
10	1,21	-237,89	25,63	-3162,28	37,28
11	1,36	0,00	247,04	-7612,51	26,23
12	1,50	0,00	1097,41	-7648,85	7704,18
13	1,64	0,00	239,16	0,00	7667,76
14	1,79	-253,92	12,96	0,00	3219,60
15	1,93	-399,35	7,57	0,00	1232,04
16	2,07	-399,35	7,57	-1232,04	0,00
17	2,21	-253,92	12,96	-3219,60	0,00
18	2,36	0,00	239,16	-7667,76	0,00
19	2,50	0,00	1097,41	-7704,18	7648,85
20	2,64	0,00	247,04	-26,23	7612,51
21	2,79	-237,89	25,63	-37,28	3162,28
22	2,93	-374,50	22,84	-69,23	1170,28
23	3,07	-364,76	27,81	-1316,36	0,00
24	3,21	-207,42	45,50	-3332,43	0,00
25	3,36	0,00	303,98	-7822,40	0,00



---

26	3,50	0,00	1205,03	-7858,72	7809,70
27	3,63	0,00	453,98	-180,33	7777,35
28	3,75	-14,25	119,74	-237,80	3423,41
29	3,88	-124,91	41,95	-583,51	1173,60
30	4,00	-3,49	11,14	-593,76	189,86

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 10

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	118,83	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	837	6168	11,16	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2171	6168	16,96	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1794	6122	9,91	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1638	6103	7,00	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1575	6095	5,49	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1541	6091	4,53	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1521	6088	3,87	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1510	6087	3,38	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1505	6086	3,01	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1504	6086	2,72	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1508	6087	2,49	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1515	6088	2,30	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1525	6089	2,14	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1537	6090	2,01	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1553	6092	1,90	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1571	6095	1,81	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1592	6097	1,72	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1615	6100	1,65	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1640	6103	1,59	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1667	6106	1,54	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1696	6110	1,49	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1729	6114	1,45	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1764	6118	1,42	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	1803	6123	1,39	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	3589	11922	2,66	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	1890	6134	1,35	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	1939	6140	1,33	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	1993	6146	1,32	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	2051	6153	1,32	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	2115	6161	1,31	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 10

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2498,99	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	626,41	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	279,15	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	157,44	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	101,03	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	70,35	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	51,82	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	39,79	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	31,52	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	25,60	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	82653,43	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	26089,79	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	15725,03	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	13737,91	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	-5902	19674,99	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	57465,63	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	5902	6803,18	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2832,56	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	5902	1536,94	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	5902	947,95	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 10

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	529,72
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	47,25
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	49,29
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,00
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,90

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	19,41
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	28,45
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,18
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	15,76
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	24,81
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	23,89
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,38
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	24,68
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	23,24
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	14,78
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	14,78
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	23,24
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	24,68
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,38
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	23,89
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	24,81
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	15,76
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,18
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	28,45
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	19,41
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,90
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,00
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	49,29
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	47,25
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	529,72

## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 10

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3718	1,40	6,30	821,8

### COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	5475,23	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5256,91	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1530,69	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,38	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47,46	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1431,90	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1870,27	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-868,34	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-4344,62	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3386,64	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5088,84	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5650,86	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	5707,37	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5088,84	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3386,64	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,03	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6112,74	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	33,64	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	133,38	[kgm]		

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.01
--	------



Analisi dei tiranti

Combinazione n° 11

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	4345	1,10	6,00	960,4

## Stabilità globale muro + terreno

## Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]

 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

## Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

## Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,19 Y[m]= 0,57

Raggio del cerchio R[m]= 3,08

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -1,65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,84

Larghezza della striscia dx[m]= 0,18

Coefficiente di sicurezza C= 2.05

Le strisce sono numerate da monte verso valle

## Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	564,41	72.83	539,25	0,61	24.79	0,00	0,00
2	722,95	64.14	650,54	0,41	24.79	0,00	0,00
3	831,10	57.21	698,68	0,33	24.79	0,00	0,00
4	915,07	51.44	715,51	0,29	24.79	0,00	0,00
5	983,94	46.33	711,71	0,26	24.79	0,00	0,00
6	1041,91	41.67	692,67	0,24	24.79	0,00	0,00
7	1091,34	37.32	661,71	0,23	24.79	0,00	0,00
8	1133,75	33.22	621,15	0,21	24.79	0,00	0,00
9	1170,13	29.30	572,70	0,21	24.79	0,00	0,00
10	1201,22	25.53	517,73	0,20	24.79	0,00	0,00
11	1227,52	21.87	457,35	0,19	24.79	0,00	0,00
12	1249,43	18.31	392,53	0,19	24.79	0,00	0,00
13	1267,31	14.82	324,12	0,19	19.90	0,23	0,00
14	845,12	11.38	166,78	0,18	16.23	0,40	0,00
15	859,48	7.99	119,41	0,18	16.23	0,40	0,00
16	912,31	4.62	73,47	0,18	16.23	0,40	0,00
17	1119,92	1.27	24,78	0,18	16.23	0,40	0,00
18	621,01	-2.08	-22,53	0,18	16.23	0,40	0,00
19	148,99	-5.43	-14,11	0,18	16.23	0,40	0,00
20	112,22	-8.81	-17,18	0,18	16.23	0,40	0,00
21	95,55	-12.21	-20,21	0,18	16.23	0,40	0,00
22	80,39	-15.66	-21,70	0,19	24.79	0,00	0,00
23	61,58	-19.17	-20,22	0,19	24.79	0,00	0,00
24	38,63	-22.75	-14,94	0,20	24.79	0,00	0,00
25	11,21	-26.43	-4,99	0,20	24.79	0,00	0,00

 $\Sigma W_i = 18306,49$  [kg] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 7804,20$  [kg] $\Sigma W_i \tan \phi_i = 7523,90$  [kg] $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.48$



## Analisi dei tiranti

### Combinazione n° 12

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3718	0,90	5,80	821,8

### COMBINAZIONE n° 13

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	2366,03	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2223,34	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	809,23	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50,63	[°]		
Incremento sismico della spinta	1820,03	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,40	[m]	Y = -1,46	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	38,38	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1591,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,20	[m]	Y = -1,08	[m]
Inerzia del muro	569,32	[kg]		
Inerzia verticale del muro	284,66	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	383,40	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	191,70	[kg]		

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X	-1582,46	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

Sforzo tiranti in direzione X	-404,58	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X =	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

Sforzo tiranti in direzione X	-3545,98	[kg]		
Sforzo tiranti in direzione Y	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti	X = 0,00	[m]	Y = -0,10	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3303,87	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5861,58	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5861,58	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3303,87	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	6728,57	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29,41	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112,85	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	37358,30	[kg]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,6539	[kg/cm <sup>2</sup> ]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5184	[kg/cm <sup>2</sup> ]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 14.83$	$N_q = 6.40$	$N_\gamma = 2.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,22$

<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,09$	$d_q = 1,04$	$d_r = 1,04$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.	$N'_c = 7.30$	$N'_q = 3.02$	$N'_r = 0.66$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.37

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 13

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,60	173,05
3	0,06	10,37	344,88
4	0,09	23,28	515,50
5	0,12	41,29	684,89
6	0,15	64,36	853,07
7	0,18	92,46	1020,03
8	0,21	125,55	1185,77
9	0,24	163,59	1350,29
10	0,27	206,56	1513,59
11	0,30	254,40	1675,67

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 13

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	0,38	19,36
3	0,08	1,58	40,89
4	0,12	3,68	64,59
5	0,16	6,77	90,45
6	0,20	10,94	118,48
7	0,24	16,28	148,67
8	0,28	22,87	181,04
9	0,32	30,79	215,56
10	0,36	40,14	252,26
11	0,40	51,00	291,12

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 13

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-4088,88	0,00	-661,07	0,00	1612,50
2	0,07	-4088,48	0,00	-510,38	108,58	1559,48
3	0,14	-4075,21	0,00	-86,17	284,61	1506,47
4	0,21	-4049,32	0,00	0,00	461,26	1453,45
5	0,28	-4011,15	0,00	0,00	632,54	1400,43
6	0,35	-3961,09	0,00	0,00	801,07	1347,41
7	0,42	-3899,36	0,00	0,00	965,62	1294,40
8	0,49	-3826,29	0,00	0,00	1123,75	1241,38
9	0,57	-3742,25	0,00	0,00	1278,62	1188,36
10	0,64	-3647,43	0,00	0,00	1430,27	1135,34
11	0,71	-3542,46	0,00	0,00	1574,45	1082,33
12	0,78	-3427,69	0,00	0,00	1716,36	1029,31
13	0,85	-3303,49	0,00	0,00	1854,08	976,29
14	0,92	-3170,77	0,00	0,00	1986,80	923,28
15	0,99	-3030,91	0,00	0,00	2122,52	870,26
16	1,06	-2882,28	0,00	0,00	2258,20	817,24
17	1,13	-2725,34	0,00	0,00	2392,41	764,22
18	1,20	-2560,56	0,00	0,00	2526,94	711,21
19	1,27	-2388,43	0,00	0,00	2661,65	658,19
20	1,34	-2209,54	0,00	0,00	2798,76	605,17
21	1,41	-2024,53	0,00	0,00	2944,01	552,16
22	1,48	-1834,00	0,00	0,00	3101,66	499,14
23	1,56	-1638,65	0,00	0,00	3282,60	446,12
24	1,63	-1438,97	0,00	0,00	3506,53	393,10
25	1,70	-1235,05	0,00	0,00	3803,36	340,09
26	1,77	-1026,23	0,00	0,00	4233,78	287,07
27	1,84	-809,94	0,00	0,00	4917,28	234,05
28	1,91	-576,48	0,00	0,00	6118,49	181,03
29	1,98	-340,50	0,00	0,00	8636,24	128,02
30	2,05	-201,17	515,33	-2412,50	8678,43	75,00
31	2,15	-47,73	20,37	-2390,00	1543,59	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-3,55	10,05	-180,91	571,62
2	0,13	-119,56	39,82	-1106,37	549,26
3	0,25	-13,89	113,98	-3244,18	258,29
4	0,38	0,00	432,83	-7399,49	236,36
5	0,50	0,00	1149,28	-7469,15	7517,27
6	0,64	0,00	289,71	-20,17	7439,06
7	0,79	-198,03	43,29	-77,85	3154,60
8	0,93	-348,07	26,45	-96,49	1239,16
9	1,07	-357,33	21,72	-1101,13	149,32
10	1,21	-227,01	24,38	-2993,08	124,05
11	1,36	0,00	235,55	-7239,39	103,24
12	1,50	0,00	1046,67	-7317,61	7370,31
13	1,64	0,00	228,05	-59,44	7291,91
14	1,79	-242,27	12,32	-50,54	3047,51
15	1,93	-380,97	7,19	-33,44	1159,50
16	2,07	-380,97	7,19	-1159,50	33,44
17	2,21	-242,27	12,32	-3047,51	50,54
18	2,36	0,00	228,05	-7291,91	59,44
19	2,50	0,00	1046,67	-7370,31	7317,61
20	2,64	0,00	235,55	-103,24	7239,39
21	2,79	-227,01	24,38	-124,05	2993,08
22	2,93	-357,33	21,72	-149,32	1101,13
23	3,07	-348,07	26,45	-1239,16	96,49
24	3,21	-198,03	43,29	-3154,60	77,85
25	3,36	0,00	289,71	-7439,06	20,17

---

26	3,50	0,00	1149,28	-7517,27	7469,15
27	3,63	0,00	432,83	-236,36	7399,49
28	3,75	-13,89	113,98	-258,29	3244,18
29	3,88	-119,56	39,82	-549,26	1106,37
30	4,00	-3,55	10,05	-571,62	180,91

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]  
 H altezza della sezione espressa in [cm]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]  
 $A_{fi}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]  
 $N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kg]  
 $M_u$  momento ultimo espresso in [kgm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 $V_{Rcd}$  Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]  
 $V_{Rsd}$  Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]  
 $V_{Rd}$  Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	123,64	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	875	6185	11,66	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2326	6187	18,17	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1928	6138	10,65	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1768	6119	7,55	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1710	6111	5,96	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1682	6108	4,95	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1668	6106	4,24	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1662	6106	3,73	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1662	6106	3,33	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1665	6106	3,02	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1673	6107	2,76	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1683	6108	2,56	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1697	6110	2,39	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1714	6112	2,24	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1734	6114	2,12	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1756	6117	2,02	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1782	6120	1,93	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1810	6124	1,85	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1840	6127	1,79	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1873	6132	1,73	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1910	6136	1,68	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1950	6141	1,64	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1994	6146	1,61	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	2042	6152	1,58	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	4075	11979	3,02	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	2153	6166	1,54	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	2216	6174	1,52	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	2285	6182	1,52	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	2362	6191	1,51	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	2446	6202	1,52	14458	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 13

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2270,91	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	569,06	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	253,51	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	142,94	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	91,70	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	63,83	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	47,01	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	36,08	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	28,57	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	23,20	14240	--	--

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	5902	15530,15	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	5902	3740,36	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	1603,65	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	5902	871,28	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	5902	539,22	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	362,50	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	5902	258,08	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	5902	191,66	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	5902	147,02	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	5902	115,71	14240	--	--

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 13

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	587,00
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	49,36
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	51,78
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,64
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,14

---

6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,37
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	29,80
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,96
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,52
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,00
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,05
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,64
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	25,88
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,36
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,49
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	15,49
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	24,36
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	25,88
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	5,64
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	25,05
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	26,00
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	16,52
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	16,96
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	29,80
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	20,37
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	5,14
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	13,64
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	51,78
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	49,36
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	587,00



Analisi dei tiranti

Combinazione n° 13

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	3546	1,60	6,50	783,8

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 14

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	1,92	127,61
3	0,06	7,65	254,77
4	0,09	17,20	381,48
5	0,12	30,54	507,75
6	0,15	47,66	633,57
7	0,18	68,55	758,94
8	0,21	93,19	883,86
9	0,24	121,57	1008,34
10	0,27	153,68	1132,37
11	0,30	189,51	1255,96

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 14

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,17	-8,12
3	0,08	-0,64	-15,46
4	0,12	-1,39	-21,99
5	0,16	-2,39	-27,73
6	0,20	-3,60	-32,68
7	0,24	-4,99	-36,83
8	0,28	-6,53	-40,19
9	0,32	-8,20	-42,75
10	0,36	-9,94	-44,52
11	0,40	-11,75	-45,50

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 14

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-717,81	0,00	-911,58	0,00	1612,50
2	0,07	-766,19	0,00	-817,53	0,00	1559,48
3	0,14	-807,76	0,00	-648,27	0,00	1506,47
4	0,21	-842,63	0,00	-523,06	0,00	1453,45
5	0,28	-870,99	0,00	-415,37	0,00	1400,43
6	0,35	-893,08	0,00	-315,28	0,00	1347,41
7	0,42	-909,02	0,00	-220,64	0,00	1294,40
8	0,49	-919,00	0,00	-131,87	0,00	1241,38
9	0,57	-923,23	0,00	-47,21	0,00	1188,36
10	0,64	-921,82	0,00	0,00	63,75	1135,34
11	0,71	-915,07	0,00	0,00	138,21	1082,33
12	0,78	-903,20	0,00	0,00	211,56	1029,31
13	0,85	-886,35	0,00	0,00	282,59	976,29
14	0,92	-864,90	0,00	0,00	350,59	923,28
15	0,99	-839,38	0,00	0,00	418,73	870,26
16	1,06	-809,37	0,00	0,00	485,58	817,24
17	1,13	-775,08	0,00	0,00	550,56	764,22
18	1,20	-736,76	0,00	0,00	614,79	711,21
19	1,27	-694,61	0,00	0,00	677,82	658,19
20	1,34	-648,93	0,00	0,00	740,30	605,17
21	1,41	-599,99	0,00	0,00	804,51	552,16
22	1,48	-548,05	0,00	0,00	871,30	499,14
23	1,56	-493,42	0,00	0,00	944,20	446,12
24	1,63	-436,34	0,00	0,00	1029,82	393,10
25	1,70	-376,91	0,00	0,00	1137,02	340,09
26	1,77	-315,01	0,00	0,00	1285,17	287,07
27	1,84	-249,90	0,00	0,00	1512,25	234,05
28	1,91	-178,61	0,00	0,00	1901,08	181,03
29	1,98	-105,86	0,00	0,00	2703,60	128,02
30	2,05	-62,94	162,73	-765,91	2722,49	75,00
31	2,15	-15,11	6,34	-756,08	485,11	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-1,80	3,04	-56,58	181,64
2	0,13	-37,81	12,29	-345,32	171,84
3	0,25	-4,54	35,69	-1016,96	66,56
4	0,38	0,00	136,14	-2326,28	49,55
5	0,50	-0,08	361,78	-2356,50	2372,14
6	0,64	0,00	91,03	-9,81	2338,21
7	0,79	-62,56	13,43	-8,04	988,31
8	0,93	-109,80	8,18	-6,45	386,62
9	1,07	-112,70	6,73	-343,56	19,99
10	1,21	-71,64	7,57	-937,69	16,47
11	1,36	0,00	74,05	-2275,44	13,60
12	1,50	0,00	329,53	-2309,37	2325,83
13	1,64	0,00	71,71	-2,31	2291,82
14	1,79	-76,40	3,84	-1,74	954,67
15	1,93	-120,08	2,24	-0,99	361,73
16	2,07	-120,08	2,24	-361,73	0,99
17	2,21	-76,40	3,84	-954,67	1,74
18	2,36	0,00	71,71	-2291,82	2,31
19	2,50	0,00	329,53	-2325,83	2309,37
20	2,64	0,00	74,05	-13,60	2275,44
21	2,79	-71,64	7,57	-16,47	937,69
22	2,93	-112,70	6,73	-19,99	343,56
23	3,07	-109,80	8,18	-386,62	6,45
24	3,21	-62,56	13,43	-988,31	8,04
25	3,36	0,00	91,03	-2338,21	9,81

---

26	3,50	-0,08	361,78	-2372,14	2356,50
27	3,63	0,00	136,14	-49,55	2326,28
28	3,75	-4,54	35,69	-66,56	1016,96
29	3,88	-37,81	12,29	-171,84	345,32
30	4,00	-1,80	3,04	-181,64	56,58

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,19	-0,12	4,49	10,70
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	2,04	-0,39	108,71	38,13
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	1,33	-0,47	-10,69	63,98
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	2,25	-0,46	-17,67	110,90
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	3,15	-0,44	-24,51	156,79
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	3,96	-0,43	-30,82	198,32
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	4,74	-0,41	-36,83	237,58
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	5,49	-0,39	-42,64	275,09
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	6,21	-0,37	-48,23	310,95
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	6,90	-0,35	-53,61	345,06
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	7,55	-0,33	-58,75	377,28
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	8,17	-0,31	-63,63	407,38
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	8,74	-0,29	-68,22	435,17
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	9,27	-0,26	-72,50	460,46
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	9,76	-0,24	-76,44	483,06
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	10,19	-0,21	-80,02	502,79
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	10,57	-0,18	-83,23	519,51
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	10,89	-0,15	-86,04	533,06
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	11,17	-0,12	-88,48	543,73
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	11,38	-0,09	-90,52	551,15
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	11,53	-0,06	-92,12	555,07
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	11,62	-0,02	-93,26	555,37
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	11,64	0,00	-93,92	551,90
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	11,59	0,00	-94,07	544,46
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	11,47	0,00	-93,70	532,97
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	8,18	0,00	-79,34	267,30
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	10,99	0,00	-91,33	497,28
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	10,64	0,00	-89,28	472,89
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	10,20	0,00	-86,62	443,94
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	9,67	0,00	-83,33	410,35
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	9,05	0,00	-79,36	372,04

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 14

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0,02	0,06	1,36	-0,17
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0,10	0,11	5,42	-0,67
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0,21	0,17	12,17	-1,50
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,38	0,22	21,61	-2,67
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0,59	0,28	33,73	-4,16
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0,85	0,33	48,52	-5,99
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	1,16	0,39	65,96	-8,14
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	1,51	0,44	86,05	-10,62
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	1,91	0,49	108,78	-13,43
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	2,36	0,55	134,14	-16,55

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	-0,01	0,12
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0,01	-0,01	-0,06	0,45
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,02	-0,01	-0,12	0,98
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0,03	-0,01	-0,21	1,69
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0,04	-0,01	-0,31	2,55
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0,06	-0,02	-0,44	3,53
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0,08	-0,02	-0,57	4,63
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0,10	-0,02	-0,72	5,80
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0,12	-0,02	-0,87	7,04
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0,15	-0,02	-1,03	8,32

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 14

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>
1	-2,00	5,65	5,65	2,15	1,27	0,04	-0,01
2	-1,88	5,65	5,65	8,70	26,77	0,47	-0,03
3	-1,75	5,65	5,65	25,26	3,22	0,44	-0,06
4	-1,63	5,65	5,65	96,37	-11,89	1,70	-0,10
5	-1,50	5,65	5,65	256,08	-31,60	4,50	0,11
6	-1,36	5,65	5,65	64,44	-7,95	1,13	0,09

7	-1,21	5,65	5,65	9,50	44,28	0,78	0,05
8	-1,07	5,65	5,65	-9,59	77,72	1,37	0,02
9	-0,93	5,65	5,65	-9,84	79,77	1,40	-0,03
10	-0,79	5,65	5,65	-6,26	50,71	0,89	-0,07
11	-0,64	5,65	5,65	52,42	-6,47	0,92	-0,12
12	-0,50	5,65	5,65	233,26	-28,79	4,10	0,10
13	-0,36	5,65	5,65	50,76	-6,26	0,89	0,08
14	-0,21	5,65	5,65	-6,67	54,08	0,95	0,04
15	-0,07	5,65	5,65	-10,49	85,00	1,50	0,02
16	0,07	5,65	5,65	-10,49	85,00	1,50	-0,02
17	0,21	5,65	5,65	-6,67	54,08	0,95	-0,04
18	0,36	5,65	5,65	50,76	-6,26	0,89	-0,08
19	0,50	5,65	5,65	233,26	-28,79	4,10	-0,10
20	0,64	5,65	5,65	52,42	-6,47	0,92	0,12
21	0,79	5,65	5,65	-6,26	50,71	0,89	0,07
22	0,93	5,65	5,65	-9,84	79,77	1,40	0,03
23	1,07	5,65	5,65	-9,59	77,72	1,37	-0,02
24	1,21	5,65	5,65	9,50	44,28	0,78	-0,05
25	1,36	5,65	5,65	64,44	-7,95	1,13	-0,09
26	1,50	5,65	5,65	256,08	-31,60	4,50	-0,11
27	1,63	5,65	5,65	96,37	-11,89	1,70	0,10
28	1,75	5,65	5,65	25,26	3,22	0,44	0,06
29	1,88	5,65	5,65	8,70	26,77	0,47	0,03
30	2,00	5,65	5,65	2,15	1,27	0,04	0,01

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A<sub>fi</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M<sub>pf</sub> Momento di prima fessurazione espressa in [kgm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kgm]

ε<sub>m</sub> deformazione media espressa in [%]

s<sub>m</sub> Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0,00	5,65	5,65	4208	15	0,0000	0,00	0,000
2	0,10	5,65	5,65	-4208	-163	0,0000	0,00	0,000
3	0,17	5,65	5,65	4208	106	0,0000	0,00	0,000
4	0,24	5,65	5,65	4208	179	0,0000	0,00	0,000
5	0,31	5,65	5,65	4208	250	0,0000	0,00	0,000
6	0,38	5,65	5,65	4208	315	0,0000	0,00	0,000
7	0,45	5,65	5,65	4208	377	0,0000	0,00	0,000
8	0,52	5,65	5,65	4208	436	0,0000	0,00	0,000
9	0,59	5,65	5,65	4208	493	0,0000	0,00	0,000
10	0,67	5,65	5,65	4208	548	0,0000	0,00	0,000
11	0,74	5,65	5,65	4208	600	0,0000	0,00	0,000
12	0,81	5,65	5,65	4208	649	0,0000	0,00	0,000
13	0,88	5,65	5,65	4208	695	0,0000	0,00	0,000
14	0,95	5,65	5,65	4208	737	0,0000	0,00	0,000
15	1,02	5,65	5,65	4208	775	0,0000	0,00	0,000
16	1,09	5,65	5,65	4208	809	0,0000	0,00	0,000
17	1,16	5,65	5,65	4208	839	0,0000	0,00	0,000
18	1,23	5,65	5,65	4208	865	0,0000	0,00	0,000
19	1,30	5,65	5,65	4208	886	0,0000	0,00	0,000
20	1,37	5,65	5,65	4208	903	0,0000	0,00	0,000
21	1,44	5,65	5,65	4208	915	0,0000	0,00	0,000
22	1,51	5,65	5,65	4208	922	0,0000	0,00	0,000
23	1,58	5,65	5,65	4208	923	0,0000	0,00	0,000
24	1,66	5,65	5,65	4208	919	0,0000	0,00	0,000
25	1,73	5,65	5,65	4208	909	0,0000	0,00	0,000
26	1,80	11,31	11,31	4493	893	0,0000	0,00	0,000
27	1,87	5,65	5,65	4208	871	0,0000	0,00	0,000
28	1,94	5,65	5,65	4208	843	0,0000	0,00	0,000
29	2,01	5,65	5,65	4208	808	0,0000	0,00	0,000
30	2,08	5,65	5,65	4208	766	0,0000	0,00	0,000
31	2,15	5,65	5,65	4208	718	0,0000	0,00	0,000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---

---

1	-0,60	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
2	-0,57	5,65	5,65	4208	2	0,0000	0,00	0,000
3	-0,54	5,65	5,65	4208	8	0,0000	0,00	0,000
4	-0,51	5,65	5,65	4208	17	0,0000	0,00	0,000
5	-0,48	5,65	5,65	4208	31	0,0000	0,00	0,000
6	-0,45	5,65	5,65	4208	48	0,0000	0,00	0,000
7	-0,42	5,65	5,65	4208	69	0,0000	0,00	0,000
8	-0,39	5,65	5,65	4208	93	0,0000	0,00	0,000
9	-0,36	5,65	5,65	4208	122	0,0000	0,00	0,000
10	-0,33	5,65	5,65	4208	154	0,0000	0,00	0,000
11	-0,30	5,65	5,65	4208	190	0,0000	0,00	0,000
12	0,00	5,65	5,65	-4208	-12	0,0000	0,00	0,000
13	0,04	5,65	5,65	-4208	-10	0,0000	0,00	0,000
14	0,08	5,65	5,65	-4208	-8	0,0000	0,00	0,000
15	0,12	5,65	5,65	-4208	-7	0,0000	0,00	0,000
16	0,16	5,65	5,65	-4208	-5	0,0000	0,00	0,000
17	0,20	5,65	5,65	-4208	-4	0,0000	0,00	0,000
18	0,24	5,65	5,65	-4208	-2	0,0000	0,00	0,000
19	0,28	5,65	5,65	-4208	-1	0,0000	0,00	0,000
20	0,32	5,65	5,65	-4208	-1	0,0000	0,00	0,000
21	0,36	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
22	0,40	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000



Analisi dei tiranti

Combinazione n° 14

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	1117	0,40	5,30	246,9

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 15

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,16	143,67
3	0,06	8,61	286,57
4	0,09	19,34	428,71
5	0,12	34,33	570,09
6	0,15	53,54	710,69
7	0,18	76,96	850,54
8	0,21	104,57	989,61
9	0,24	136,33	1127,92
10	0,27	172,23	1265,47
11	0,30	212,25	1402,25

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 15

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,01	-0,37
3	0,08	-0,01	0,61
4	0,12	0,06	2,96
5	0,16	0,24	6,67
6	0,20	0,61	11,74
7	0,24	1,20	18,17
8	0,28	2,08	25,96
9	0,32	3,30	35,12
10	0,36	4,91	45,63
11	0,40	6,96	57,50

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 15

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymax</sub>	N
1	0,00	-2132,52	0,00	-768,48	0,00	1612,50
2	0,07	-2158,94	0,00	-651,99	0,00	1559,48
3	0,14	-2176,42	0,00	-386,86	0,00	1506,47
4	0,21	-2185,10	0,00	-203,50	0,00	1453,45
5	0,28	-2185,17	0,00	-52,80	64,46	1400,43
6	0,35	-2176,88	0,00	0,00	181,72	1347,41
7	0,42	-2160,33	0,00	0,00	298,08	1294,40
8	0,49	-2135,73	0,00	0,00	410,68	1241,38
9	0,57	-2103,28	0,00	0,00	521,28	1188,36
10	0,64	-2063,12	0,00	0,00	630,02	1135,34
11	0,71	-2015,59	0,00	0,00	734,37	1082,33
12	0,78	-1960,92	0,00	0,00	837,36	1029,31
13	0,85	-1899,32	0,00	0,00	937,81	976,29
14	0,92	-1831,31	0,00	0,00	1035,29	923,28
15	0,99	-1757,71	0,00	0,00	1134,29	870,26
16	1,06	-1677,61	0,00	0,00	1232,99	817,24
17	1,13	-1591,29	0,00	0,00	1330,45	764,22
18	1,20	-1499,04	0,00	0,00	1427,80	711,21
19	1,27	-1401,16	0,00	0,00	1524,77	658,19
20	1,34	-1298,05	0,00	0,00	1622,42	605,17
21	1,41	-1190,11	0,00	0,00	1723,92	552,16
22	1,48	-1077,78	0,00	0,00	1830,79	499,14
23	1,56	-961,79	0,00	0,00	1942,72	446,12
24	1,63	-842,96	0,00	0,00	2073,88	393,10
25	1,70	-721,82	0,00	0,00	2238,07	340,09
26	1,77	-598,41	0,00	0,00	2478,07	287,07
27	1,84	-471,25	0,00	0,00	2863,11	234,05
28	1,91	-334,78	0,00	0,00	3545,84	181,03
29	1,98	-197,49	0,00	0,00	4985,74	128,02
30	2,05	-116,27	295,96	-1380,76	5004,68	75,00
31	2,15	-27,37	11,81	-1371,01	889,51	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-2,43	5,93	-103,77	327,72
2	0,13	-68,71	22,85	-639,61	318,04
3	0,25	-7,97	65,54	-1871,50	117,96
4	0,38	0,00	248,97	-4261,32	86,18
5	0,50	-0,01	661,08	-4291,63	4319,12
6	0,64	0,00	166,63	-13,15	4285,08
7	0,79	-113,97	24,81	-31,99	1820,82
8	0,93	-200,29	15,14	-53,90	717,00
9	1,07	-205,62	12,44	-637,32	135,04
10	1,21	-130,64	13,98	-1727,73	111,37
11	1,36	0,00	135,45	-4170,07	94,65
12	1,50	0,00	602,07	-4204,12	4234,38
13	1,64	0,00	131,14	-64,87	4200,26
14	1,79	-139,41	7,07	-56,58	1759,04
15	1,93	-219,20	4,13	-40,70	670,98
16	2,07	-219,20	4,13	-670,98	40,70
17	2,21	-139,41	7,07	-1759,04	56,58
18	2,36	0,00	131,14	-4200,26	64,87
19	2,50	0,00	602,07	-4234,38	4204,12
20	2,64	0,00	135,45	-94,65	4170,07
21	2,79	-130,64	13,98	-111,37	1727,73
22	2,93	-205,62	12,44	-135,04	637,32
23	3,07	-200,29	15,14	-717,00	53,90
24	3,21	-113,97	24,81	-1820,82	31,99
25	3,36	0,00	166,63	-4285,08	13,15

---

26	3,50	-0,01	661,08	-4319,12	4291,63
27	3,63	0,00	248,97	-86,18	4261,32
28	3,75	-7,97	65,54	-117,96	1871,50
29	3,88	-68,71	22,85	-318,04	639,61
30	4,00	-2,43	5,93	-327,72	103,77

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 15

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,34	-0,22	8,36	19,37
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	3,70	-0,73	203,00	75,84
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2,48	-0,88	-18,75	128,76
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	4,20	-0,87	-31,38	221,36
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	5,91	-0,85	-43,94	313,37
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	7,50	-0,84	-55,68	398,80
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	9,04	-0,82	-67,09	481,58
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	10,56	-0,80	-78,30	562,75
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	12,05	-0,78	-89,31	642,28
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	13,50	-0,75	-100,08	719,81
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	14,91	-0,72	-110,52	794,75
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	16,26	-0,68	-120,58	866,58
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	17,56	-0,65	-130,21	934,99
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	18,78	-0,61	-139,39	999,70
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	19,94	-0,57	-148,07	1060,43
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	21,03	-0,53	-156,24	1116,96
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	22,03	-0,49	-163,86	1169,08
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	22,96	-0,45	-170,91	1216,62
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	23,81	-0,41	-177,47	1260,19
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	24,59	-0,36	-183,47	1299,23
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	25,28	-0,32	-188,86	1333,37
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	25,88	-0,27	-193,62	1362,45
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	26,38	-0,22	-197,74	1386,32
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	26,79	-0,17	-201,18	1404,74
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	27,11	-0,12	-203,94	1417,60
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	19,58	-0,07	-179,86	730,70
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	27,43	-0,02	-207,30	1426,11
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	27,44	0,00	-207,89	1421,52
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	27,34	0,00	-207,72	1410,85
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	27,12	0,00	-206,77	1393,96
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	26,80	0,00	-205,03	1370,75

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 15

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0,03	0,06	1,53	-0,19
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0,11	0,12	6,10	-0,75
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0,24	0,19	13,69	-1,69
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,43	0,25	24,30	-3,00
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0,67	0,31	37,90	-4,68
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0,96	0,37	54,48	-6,72
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	1,30	0,43	74,02	-9,13
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	1,70	0,49	96,50	-11,91
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	2,14	0,55	121,91	-15,05
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	2,64	0,61	150,24	-18,54

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,17	-0,02
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0,01	0,01	0,43	-0,05
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0,01	0,01	0,85	-0,10
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0,03	0,01	1,47	-0,18
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0,04	0,02	2,33	-0,29
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0,06	0,02	3,47	-0,43
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0,09	0,03	4,93	-0,61

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 15

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>
1	-2,00	5,65	5,65	4,20	1,72	0,07	-0,02
2	-1,88	5,65	5,65	16,18	48,64	0,86	-0,05
3	-1,75	5,65	5,65	46,39	-5,73	0,82	-0,10
4	-1,63	5,65	5,65	176,23	-21,75	3,10	-0,20
5	-1,50	5,65	5,65	467,94	-57,75	8,23	0,20
6	-1,36	5,65	5,65	117,94	-14,56	2,07	0,16

7	-1,21	5,65	5,65	17,56	80,67	1,42	0,09
8	-1,07	5,65	5,65	-17,50	141,77	2,49	0,04
9	-0,93	5,65	5,65	-17,96	145,54	2,56	-0,05
10	-0,79	5,65	5,65	-11,41	92,47	1,63	-0,13
11	-0,64	5,65	5,65	95,88	-11,83	1,69	-0,23
12	-0,50	5,65	5,65	426,17	-52,59	7,50	0,19
13	-0,36	5,65	5,65	92,83	-11,46	1,63	0,15
14	-0,21	5,65	5,65	-12,18	98,68	1,74	0,08
15	-0,07	5,65	5,65	-19,15	155,16	2,73	0,04
16	0,07	5,65	5,65	-19,15	155,16	2,73	-0,04
17	0,21	5,65	5,65	-12,18	98,68	1,74	-0,08
18	0,36	5,65	5,65	92,83	-11,46	1,63	-0,15
19	0,50	5,65	5,65	426,17	-52,59	7,50	-0,19
20	0,64	5,65	5,65	95,88	-11,83	1,69	0,23
21	0,79	5,65	5,65	-11,41	92,47	1,63	0,13
22	0,93	5,65	5,65	-17,96	145,54	2,56	0,05
23	1,07	5,65	5,65	-17,50	141,77	2,49	-0,04
24	1,21	5,65	5,65	17,56	80,67	1,42	-0,09
25	1,36	5,65	5,65	117,94	-14,56	2,07	-0,16
26	1,50	5,65	5,65	467,94	-57,75	8,23	-0,20
27	1,63	5,65	5,65	176,23	-21,75	3,10	0,20
28	1,75	5,65	5,65	46,39	-5,73	0,82	0,10
29	1,88	5,65	5,65	16,18	48,64	0,86	0,05
30	2,00	5,65	5,65	4,20	1,72	0,07	0,02

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 15

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A<sub>fi</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M<sub>pf</sub> Momento di prima fessurazione espressa in [kgm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kgm]

ε<sub>m</sub> deformazione media espressa in [%]

s<sub>m</sub> Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0,00	5,65	5,65	4208	27	0,0000	0,00	0,000
2	0,10	5,65	5,65	-4208	-296	0,0000	0,00	0,000
3	0,17	5,65	5,65	4208	197	0,0000	0,00	0,000
4	0,24	5,65	5,65	4208	335	0,0000	0,00	0,000
5	0,31	5,65	5,65	4208	471	0,0000	0,00	0,000
6	0,38	5,65	5,65	4208	598	0,0000	0,00	0,000
7	0,45	5,65	5,65	4208	722	0,0000	0,00	0,000
8	0,52	5,65	5,65	4208	843	0,0000	0,00	0,000
9	0,59	5,65	5,65	4208	962	0,0000	0,00	0,000
10	0,67	5,65	5,65	4208	1078	0,0000	0,00	0,000
11	0,74	5,65	5,65	4208	1190	0,0000	0,00	0,000
12	0,81	5,65	5,65	4208	1298	0,0000	0,00	0,000
13	0,88	5,65	5,65	4208	1401	0,0000	0,00	0,000
14	0,95	5,65	5,65	4208	1499	0,0000	0,00	0,000
15	1,02	5,65	5,65	4208	1591	0,0000	0,00	0,000
16	1,09	5,65	5,65	4208	1678	0,0000	0,00	0,000
17	1,16	5,65	5,65	4208	1758	0,0000	0,00	0,000
18	1,23	5,65	5,65	4208	1831	0,0000	0,00	0,000
19	1,30	5,65	5,65	4208	1899	0,0000	0,00	0,000
20	1,37	5,65	5,65	4208	1961	0,0000	0,00	0,000
21	1,44	5,65	5,65	4208	2016	0,0000	0,00	0,000
22	1,51	5,65	5,65	4208	2063	0,0000	0,00	0,000
23	1,58	5,65	5,65	4208	2103	0,0000	0,00	0,000
24	1,66	5,65	5,65	4208	2136	0,0000	0,00	0,000
25	1,73	5,65	5,65	4208	2160	0,0000	0,00	0,000
26	1,80	11,31	11,31	4493	2177	0,0000	0,00	0,000
27	1,87	5,65	5,65	4208	2185	0,0000	0,00	0,000
28	1,94	5,65	5,65	4208	2185	0,0000	0,00	0,000
29	2,01	5,65	5,65	4208	2176	0,0000	0,00	0,000
30	2,08	5,65	5,65	4208	2159	0,0000	0,00	0,000
31	2,15	5,65	5,65	4208	2133	0,0000	0,00	0,000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---

---

1	-0,60	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
2	-0,57	5,65	5,65	4208	2	0,0000	0,00	0,000
3	-0,54	5,65	5,65	4208	9	0,0000	0,00	0,000
4	-0,51	5,65	5,65	4208	19	0,0000	0,00	0,000
5	-0,48	5,65	5,65	4208	34	0,0000	0,00	0,000
6	-0,45	5,65	5,65	4208	54	0,0000	0,00	0,000
7	-0,42	5,65	5,65	4208	77	0,0000	0,00	0,000
8	-0,39	5,65	5,65	4208	105	0,0000	0,00	0,000
9	-0,36	5,65	5,65	4208	136	0,0000	0,00	0,000
10	-0,33	5,65	5,65	4208	172	0,0000	0,00	0,000
11	-0,30	5,65	5,65	4208	212	0,0000	0,00	0,000
12	0,00	5,65	5,65	4208	7	0,0000	0,00	0,000
13	0,04	5,65	5,65	4208	5	0,0000	0,00	0,000
14	0,08	5,65	5,65	4208	3	0,0000	0,00	0,000
15	0,12	5,65	5,65	4208	2	0,0000	0,00	0,000
16	0,16	5,65	5,65	4208	1	0,0000	0,00	0,000
17	0,20	5,65	5,65	4208	1	0,0000	0,00	0,000
18	0,24	5,65	5,65	4208	0	0,0000	0,00	0,000
19	0,28	5,65	5,65	4208	0	0,0000	0,00	0,000
20	0,32	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
21	0,36	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
22	0,40	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000



Analisi dei tiranti

Combinazione n° 15

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	2040	0,60	5,50	450,9

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 16

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,22	147,70
3	0,06	8,85	294,55
4	0,09	19,88	440,56
5	0,12	35,28	585,72
6	0,15	55,02	730,03
7	0,18	79,07	873,50
8	0,21	107,42	1016,12
9	0,24	140,03	1157,90
10	0,27	176,88	1298,83
11	0,30	217,95	1438,92

## Sollecitazioni fondazione di monte

### Combinazione n° 16

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,04	0,03	1,56
3	0,08	0,14	4,62
4	0,12	0,42	9,19
5	0,16	0,90	15,26
6	0,20	1,66	22,84
7	0,24	2,75	31,91
8	0,28	4,23	42,49
9	0,32	6,17	54,58
10	0,36	8,62	68,17
11	0,40	11,64	83,26

## Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

### Combinazione n° 16

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 4.00 Altezza(m) = 2.15

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [kgm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [kg]

### Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M <sub>ymin</sub>	M <sub>ymax</sub>	T <sub>ymin</sub>	T <sub>ymin</sub>	N
1	0,00	-2479,59	0,00	-734,64	0,00	1612,50
2	0,07	-2500,68	0,00	-613,48	0,00	1559,48
3	0,14	-2512,31	0,00	-324,39	0,00	1506,47
4	0,21	-2514,63	0,00	-126,21	40,27	1453,45
5	0,28	-2507,81	0,00	0,00	164,99	1400,43
6	0,35	-2492,11	0,00	0,00	290,69	1347,41
7	0,42	-2467,65	0,00	0,00	414,42	1294,40
8	0,49	-2434,62	0,00	0,00	534,34	1241,38
9	0,57	-2393,23	0,00	0,00	652,23	1188,36
10	0,64	-2343,61	0,00	0,00	768,28	1135,34
11	0,71	-2286,15	0,00	0,00	879,84	1082,33
12	0,78	-2221,04	0,00	0,00	990,03	1029,31
13	0,85	-2148,52	0,00	0,00	1097,63	976,29
14	0,92	-2069,17	0,00	0,00	1202,21	923,28
15	0,99	-1983,86	0,00	0,00	1308,67	870,26
16	1,06	-1891,57	0,00	0,00	1415,06	817,24
17	1,13	-1792,59	0,00	0,00	1520,33	764,22
18	1,20	-1687,23	0,00	0,00	1625,63	711,21
19	1,27	-1575,82	0,00	0,00	1730,72	658,19
20	1,34	-1458,77	0,00	0,00	1836,74	605,17
21	1,41	-1336,53	0,00	0,00	1947,21	552,16
22	1,48	-1209,58	0,00	0,00	2063,95	499,14
23	1,56	-1078,67	0,00	0,00	2187,54	446,12
24	1,63	-944,66	0,00	0,00	2332,69	393,10
25	1,70	-808,18	0,00	0,00	2513,15	340,09
26	1,77	-669,38	0,00	0,00	2776,82	287,07
27	1,84	-526,68	0,00	0,00	3201,42	234,05
28	1,91	-373,89	0,00	0,00	3957,75	181,03
29	1,98	-220,44	0,00	0,00	5557,28	128,02
30	2,05	-129,63	329,33	-1534,75	5576,22	75,00
31	2,15	-30,44	13,18	-1525,00	990,78	0,00

### Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M <sub>xmin</sub>	M <sub>xmax</sub>	T <sub>xmin</sub>	T <sub>xmax</sub>
1	0,00	-2,58	6,65	-115,56	364,33
2	0,13	-76,45	25,49	-713,29	354,67
3	0,25	-8,83	73,01	-2085,49	128,78
4	0,38	0,00	277,22	-4745,93	99,27
5	0,50	0,00	736,03	-4776,25	4806,70
6	0,64	0,00	185,55	0,00	4772,65
7	0,79	-126,84	27,66	0,00	2029,28
8	0,93	-222,95	16,88	-6,89	799,71
9	1,07	-228,89	13,87	-710,87	59,27
10	1,21	-145,42	15,59	-1925,57	48,02
11	1,36	0,00	150,83	-4644,56	36,92
12	1,50	0,00	670,32	-4678,62	4712,34
13	1,64	0,00	146,03	-8,82	4678,20
14	1,79	-155,19	7,88	-5,93	1960,46
15	1,93	-244,03	4,60	-3,03	748,41
16	2,07	-244,03	4,60	-748,41	3,03
17	2,21	-155,19	7,88	-1960,46	5,93
18	2,36	0,00	146,03	-4678,20	8,82
19	2,50	0,00	670,32	-4712,34	4678,62
20	2,64	0,00	150,83	-36,92	4644,56
21	2,79	-145,42	15,59	-48,02	1925,57
22	2,93	-228,89	13,87	-59,27	710,87
23	3,07	-222,95	16,88	-799,71	6,89
24	3,21	-126,84	27,66	-2029,28	0,00
25	3,36	0,00	185,55	-4772,65	0,00

---

26	3,50	0,00	736,03	-4806,70	4776,25
27	3,63	0,00	277,22	-99,27	4745,93
28	3,75	-8,83	73,01	-128,78	2085,49
29	3,88	-76,45	25,49	-354,67	713,29
30	4,00	-2,58	6,65	-364,33	115,56

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 16

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,38	-0,24	9,33	21,55
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	4,11	-0,81	226,62	85,29
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2,77	-0,98	-20,76	145,00
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	4,69	-0,97	-34,81	249,03
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	6,60	-0,96	-48,79	352,60
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	8,38	-0,94	-61,89	449,03
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	10,12	-0,93	-74,65	542,70
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	11,83	-0,90	-87,21	634,72
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	13,51	-0,88	-99,54	725,00
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	15,15	-0,85	-111,61	813,08
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	16,74	-0,81	-123,33	898,37
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	18,27	-0,77	-134,64	980,31
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	19,73	-0,74	-145,50	1058,59
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	21,13	-0,69	-155,86	1132,87
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	22,45	-0,65	-165,69	1202,87
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	23,69	-0,61	-174,97	1268,36
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	24,85	-0,57	-183,65	1329,12
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	25,92	-0,52	-191,73	1384,94
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	26,92	-0,47	-199,29	1436,53
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	27,83	-0,43	-206,24	1483,30
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	28,65	-0,38	-212,55	1524,81
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	29,37	-0,33	-218,19	1560,93
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	30,00	-0,28	-223,14	1591,49
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	30,52	-0,22	-227,37	1616,22
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	30,94	-0,17	-230,87	1635,05
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	22,37	-0,12	-204,44	844,61
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	31,46	-0,06	-235,59	1654,37
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	31,55	-0,01	-236,78	1654,65
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	31,53	0,00	-237,18	1648,47
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	31,39	0,00	-236,75	1635,71
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	31,13	0,00	-235,49	1616,25

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 16

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0,03	0,06	1,57	-0,19
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0,11	0,13	6,27	-0,77
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0,25	0,19	14,07	-1,74
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,44	0,26	24,97	-3,08
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0,68	0,32	38,94	-4,81
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0,98	0,38	55,97	-6,91
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	1,34	0,44	76,04	-9,38
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	1,74	0,50	99,12	-12,23
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	2,20	0,57	125,21	-15,45
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	2,71	0,63	154,28	-19,04

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,10	-0,01
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,01	0,00	0,29	-0,04
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0,01	0,01	0,64	-0,08
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0,02	0,01	1,17	-0,14
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0,03	0,01	1,94	-0,24
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0,05	0,02	2,99	-0,37
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0,08	0,02	4,37	-0,54
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0,11	0,03	6,10	-0,75
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0,14	0,04	8,24	-1,02

## Armature e tensioni piastre

### Combinazione n° 16

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>
1	-2,00	5,65	5,65	4,71	1,83	0,08	-0,02
2	-1,88	5,65	5,65	18,04	54,11	0,95	-0,05
3	-1,75	5,65	5,65	51,68	-6,38	0,91	-0,11
4	-1,63	5,65	5,65	196,23	-24,22	3,45	-0,20
5	-1,50	5,65	5,65	521,00	-64,30	9,16	0,22
6	-1,36	5,65	5,65	131,34	-16,21	2,31	0,18

7	-1,21	5,65	5,65	19,58	89,78	1,58	0,10
8	-1,07	5,65	5,65	-19,48	157,81	2,78	0,04
9	-0,93	5,65	5,65	-19,99	162,02	2,85	-0,05
10	-0,79	5,65	5,65	-12,70	102,94	1,81	-0,14
11	-0,64	5,65	5,65	106,76	-13,18	1,88	-0,25
12	-0,50	5,65	5,65	474,48	-58,56	8,35	0,21
13	-0,36	5,65	5,65	103,36	-12,76	1,82	0,17
14	-0,21	5,65	5,65	-13,56	109,85	1,93	0,09
15	-0,07	5,65	5,65	-21,32	172,73	3,04	0,04
16	0,07	5,65	5,65	-21,32	172,73	3,04	-0,04
17	0,21	5,65	5,65	-13,56	109,85	1,93	-0,09
18	0,36	5,65	5,65	103,36	-12,76	1,82	-0,17
19	0,50	5,65	5,65	474,48	-58,56	8,35	-0,21
20	0,64	5,65	5,65	106,76	-13,18	1,88	0,25
21	0,79	5,65	5,65	-12,70	102,94	1,81	0,14
22	0,93	5,65	5,65	-19,99	162,02	2,85	0,05
23	1,07	5,65	5,65	-19,48	157,81	2,78	-0,04
24	1,21	5,65	5,65	19,58	89,78	1,58	-0,10
25	1,36	5,65	5,65	131,34	-16,21	2,31	-0,18
26	1,50	5,65	5,65	521,00	-64,30	9,16	-0,22
27	1,63	5,65	5,65	196,23	-24,22	3,45	0,20
28	1,75	5,65	5,65	51,68	-6,38	0,91	0,11
29	1,88	5,65	5,65	18,04	54,11	0,95	0,05
30	2,00	5,65	5,65	4,71	1,83	0,08	0,02

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 16

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A<sub>fi</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M<sub>pf</sub> Momento di prima fessurazione espressa in [kgm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kgm]

ε<sub>m</sub> deformazione media espressa in [%]

s<sub>m</sub> Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0,00	5,65	5,65	4208	30	0,0000	0,00	0,000
2	0,10	5,65	5,65	-4208	-329	0,0000	0,00	0,000
3	0,17	5,65	5,65	4208	220	0,0000	0,00	0,000
4	0,24	5,65	5,65	4208	374	0,0000	0,00	0,000
5	0,31	5,65	5,65	4208	527	0,0000	0,00	0,000
6	0,38	5,65	5,65	4208	669	0,0000	0,00	0,000
7	0,45	5,65	5,65	4208	808	0,0000	0,00	0,000
8	0,52	5,65	5,65	4208	945	0,0000	0,00	0,000
9	0,59	5,65	5,65	4208	1079	0,0000	0,00	0,000
10	0,67	5,65	5,65	4208	1210	0,0000	0,00	0,000
11	0,74	5,65	5,65	4208	1337	0,0000	0,00	0,000
12	0,81	5,65	5,65	4208	1459	0,0000	0,00	0,000
13	0,88	5,65	5,65	4208	1576	0,0000	0,00	0,000
14	0,95	5,65	5,65	4208	1687	0,0000	0,00	0,000
15	1,02	5,65	5,65	4208	1793	0,0000	0,00	0,000
16	1,09	5,65	5,65	4208	1892	0,0000	0,00	0,000
17	1,16	5,65	5,65	4208	1984	0,0000	0,00	0,000
18	1,23	5,65	5,65	4208	2069	0,0000	0,00	0,000
19	1,30	5,65	5,65	4208	2149	0,0000	0,00	0,000
20	1,37	5,65	5,65	4208	2221	0,0000	0,00	0,000
21	1,44	5,65	5,65	4208	2286	0,0000	0,00	0,000
22	1,51	5,65	5,65	4208	2344	0,0000	0,00	0,000
23	1,58	5,65	5,65	4208	2393	0,0000	0,00	0,000
24	1,66	5,65	5,65	4208	2435	0,0000	0,00	0,000
25	1,73	5,65	5,65	4208	2468	0,0000	0,00	0,000
26	1,80	11,31	11,31	4493	2492	0,0000	0,00	0,000
27	1,87	5,65	5,65	4208	2508	0,0000	0,00	0,000
28	1,94	5,65	5,65	4208	2515	0,0000	0,00	0,000
29	2,01	5,65	5,65	4208	2512	0,0000	0,00	0,000
30	2,08	5,65	5,65	4208	2501	0,0000	0,00	0,000
31	2,15	5,65	5,65	4208	2480	0,0000	0,00	0,000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---

1	-0,60	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000
2	-0,57	5,65	5,65	4208	2	0,0000	0,00	0,000
3	-0,54	5,65	5,65	4208	9	0,0000	0,00	0,000
4	-0,51	5,65	5,65	4208	20	0,0000	0,00	0,000
5	-0,48	5,65	5,65	4208	35	0,0000	0,00	0,000
6	-0,45	5,65	5,65	4208	55	0,0000	0,00	0,000
7	-0,42	5,65	5,65	4208	79	0,0000	0,00	0,000
8	-0,39	5,65	5,65	4208	107	0,0000	0,00	0,000
9	-0,36	5,65	5,65	4208	140	0,0000	0,00	0,000
10	-0,33	5,65	5,65	4208	177	0,0000	0,00	0,000
11	-0,30	5,65	5,65	4208	218	0,0000	0,00	0,000
12	0,00	5,65	5,65	4208	12	0,0000	0,00	0,000
13	0,04	5,65	5,65	4208	9	0,0000	0,00	0,000
14	0,08	5,65	5,65	4208	6	0,0000	0,00	0,000
15	0,12	5,65	5,65	4208	4	0,0000	0,00	0,000
16	0,16	5,65	5,65	4208	3	0,0000	0,00	0,000
17	0,20	5,65	5,65	4208	2	0,0000	0,00	0,000
18	0,24	5,65	5,65	4208	1	0,0000	0,00	0,000
19	0,28	5,65	5,65	4208	0	0,0000	0,00	0,000
20	0,32	5,65	5,65	4208	0	0,0000	0,00	0,000
21	0,36	5,65	5,65	4208	0	0,0000	0,00	0,000
22	0,40	5,65	5,65	-4208	0	0,0000	0,00	0,000



Analisi dei tiranti

Combinazione n° 16

Nr.	numero della fila
Nt	numero di tiranti della fila
D	diametro dei tiranti della fila espresso in cm
$\alpha$	inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi
N	sforzo in ogni tirante della fila espresso in [kg]
$L_f$	lunghezza di fondazione del tirante espressa in [m]
L	lunghezza totale del tirante espressa in [m]
$\sigma_f$	tensione nell'acciaio del tirante espressa in [kg/cmq]

Nr.	NT	D	$\alpha$	N	$L_f$	L	$\sigma_f$
1	4	20,00	0.00	2271	0,60	5,50	502,0

La sollecitazione di trazione è del tutto ammissibile per la soletta in c.a. che collega i due muri di testata.

## Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle  
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]  
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	2,09	2,60	138,84	173,05
3	0,06	8,32	10,37	276,36	344,88
4	0,09	18,65	23,28	412,57	515,50
5	0,12	33,06	41,29	547,46	684,89
6	0,15	51,49	64,36	681,03	853,07
7	0,18	73,91	92,46	813,28	1020,03
8	0,21	100,27	125,55	944,22	1185,77
9	0,24	130,55	163,59	1073,84	1350,29
10	0,27	164,69	206,56	1202,14	1513,59
11	0,30	202,66	254,40	1329,12	1675,67

### Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	1,92	2,22	127,61	147,70
3	0,06	7,65	8,85	254,77	294,55
4	0,09	17,20	19,88	381,48	440,56
5	0,12	30,54	35,28	507,75	585,72
6	0,15	47,66	55,02	633,57	730,03
7	0,18	68,55	79,07	758,94	873,50
8	0,21	93,19	107,42	883,86	1016,12
9	0,24	121,57	140,03	1008,34	1157,90
10	0,27	153,68	176,88	1132,37	1298,83
11	0,30	189,51	217,95	1255,96	1438,92

## Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte  
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]  
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,71	0,38	-35,29	19,36
3	0,08	-2,79	1,58	-68,41	40,89
4	0,12	-6,16	3,68	-99,37	64,59
5	0,16	-10,71	6,77	-128,16	90,45
6	0,20	-16,38	10,94	-154,79	118,48
7	0,24	-23,07	16,28	-179,26	148,67
8	0,28	-30,69	22,87	-201,56	181,04
9	0,32	-39,16	30,79	-221,70	215,56
10	0,36	-48,40	40,14	-239,67	252,26
11	0,40	-58,31	51,00	-255,48	291,12

### Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,04	-0,17	0,03	-8,12	1,56
3	0,08	-0,64	0,14	-15,46	4,62
4	0,12	-1,39	0,42	-21,99	9,19
5	0,16	-2,39	0,90	-27,73	15,26
6	0,20	-3,60	1,66	-32,68	22,84
7	0,24	-4,99	2,75	-36,83	31,91
8	0,28	-6,53	4,23	-40,19	42,49
9	0,32	-8,20	6,17	-42,75	54,58
10	0,36	-9,94	8,62	-44,52	68,17

---

11	0,40	-11,75	11,64	-45,50	83,26
----	------	--------	-------	--------	-------

## Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR <sub>red</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR <sub>sd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR <sub>d</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

## Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	5902	98,55	14240	--	--
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	694	6124	9,25	14250	--	--
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	1820	6125	14,22	14257	--	--
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	1509	6087	8,34	14265	--	--
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	1383	6071	5,91	14272	--	--
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	1336	6066	4,65	14279	--	--
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	1312	6063	3,86	14286	--	--
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	1299	6061	3,30	14293	--	--
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	1292	6060	2,90	14300	--	--
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	1289	6060	2,58	14307	--	--
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	1289	6060	2,33	14315	--	--
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	1292	6060	2,13	14322	--	--
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	1297	6061	1,97	14329	--	--
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	1305	6062	1,83	14336	--	--
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	1315	6063	1,72	14343	--	--
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	1326	6064	1,62	14350	--	--
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	1340	6066	1,54	14358	--	--
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	1356	6068	1,47	14365	--	--
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	1373	6070	1,41	14372	--	--
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	1392	6072	1,35	14379	--	--
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	1412	6075	1,30	14386	--	--
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	1435	6078	1,26	14393	--	--
23	1,58	100, 30	5,65	5,65	1460	6081	1,23	14401	--	--
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	1487	6084	1,20	14408	--	--
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	1517	6088	1,17	14415	--	--
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	3015	11854	2,24	15072	--	--
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	1584	6096	1,13	14429	--	--
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	1623	6101	1,12	14436	--	--
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	1665	6106	1,11	14443	--	--
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	1710	6112	1,10	14451	--	--
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	1760	6118	1,09	14458	--	--

## Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,38	-0,24	9,33	21,55
2	0,10	100, 30	5,65	5,65	4,11	-0,81	226,62	85,29
3	0,17	100, 30	5,65	5,65	2,77	-0,98	-20,76	145,00
4	0,24	100, 30	5,65	5,65	4,69	-0,97	-34,81	249,03
5	0,31	100, 30	5,65	5,65	6,60	-0,96	-48,79	352,60
6	0,38	100, 30	5,65	5,65	8,38	-0,94	-61,89	449,03
7	0,45	100, 30	5,65	5,65	10,12	-0,93	-74,65	542,70
8	0,52	100, 30	5,65	5,65	11,83	-0,90	-87,21	634,72
9	0,59	100, 30	5,65	5,65	13,51	-0,88	-99,54	725,00
10	0,67	100, 30	5,65	5,65	15,15	-0,85	-111,61	813,08
11	0,74	100, 30	5,65	5,65	16,74	-0,81	-123,33	898,37
12	0,81	100, 30	5,65	5,65	18,27	-0,77	-134,64	980,31
13	0,88	100, 30	5,65	5,65	19,73	-0,74	-145,50	1058,59
14	0,95	100, 30	5,65	5,65	21,13	-0,69	-155,86	1132,87
15	1,02	100, 30	5,65	5,65	22,45	-0,65	-165,69	1202,87
16	1,09	100, 30	5,65	5,65	23,69	-0,61	-174,97	1268,36
17	1,16	100, 30	5,65	5,65	24,85	-0,57	-183,65	1329,12
18	1,23	100, 30	5,65	5,65	25,92	-0,52	-191,73	1384,94
19	1,30	100, 30	5,65	5,65	26,92	-0,47	-199,29	1436,53
20	1,37	100, 30	5,65	5,65	27,83	-0,43	-206,24	1483,30
21	1,44	100, 30	5,65	5,65	28,65	-0,38	-212,55	1524,81
22	1,51	100, 30	5,65	5,65	29,37	-0,33	-218,19	1560,93

---

23	1,58	100, 30	5,65	5,65	30,00	-0,28	-223,14	1591,49
24	1,66	100, 30	5,65	5,65	30,52	-0,22	-227,37	1616,22
25	1,73	100, 30	5,65	5,65	30,94	-0,17	-230,87	1635,05
26	1,80	100, 30	11,31	11,31	22,37	-0,12	-204,44	844,61
27	1,87	100, 30	5,65	5,65	31,46	-0,06	-235,59	1654,37
28	1,94	100, 30	5,65	5,65	31,55	-0,01	-236,78	1654,65
29	2,01	100, 30	5,65	5,65	31,53	0,00	-237,18	1648,47
30	2,08	100, 30	5,65	5,65	31,39	0,00	-236,75	1635,71
31	2,15	100, 30	5,65	5,65	31,13	0,00	-235,49	1616,25

## Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR <sub>cd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR <sub>sd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR <sub>d</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

### Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

#### Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,03	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2270,91	14240	--	--
3	0,06	100, 30	5,65	5,65	0	5902	569,06	14240	--	--
4	0,09	100, 30	5,65	5,65	0	5902	253,51	14240	--	--
5	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	142,94	14240	--	--
6	0,15	100, 30	5,65	5,65	0	5902	91,70	14240	--	--
7	0,18	100, 30	5,65	5,65	0	5902	63,83	14240	--	--
8	0,21	100, 30	5,65	5,65	0	5902	47,01	14240	--	--
9	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	36,08	14240	--	--
10	0,27	100, 30	5,65	5,65	0	5902	28,57	14240	--	--
11	0,30	100, 30	5,65	5,65	0	5902	23,20	14240	--	--

#### Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
12	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,03	100, 30	5,65	5,65	0,03	0,06	1,57	-0,19
14	0,06	100, 30	5,65	5,65	0,11	0,13	6,27	-0,77
15	0,09	100, 30	5,65	5,65	0,25	0,19	14,07	-1,74
16	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,44	0,26	24,97	-3,08
17	0,15	100, 30	5,65	5,65	0,68	0,32	38,94	-4,81
18	0,18	100, 30	5,65	5,65	0,98	0,38	55,97	-6,91
19	0,21	100, 30	5,65	5,65	1,34	0,44	76,04	-9,38
20	0,24	100, 30	5,65	5,65	1,74	0,50	99,12	-12,23
21	0,27	100, 30	5,65	5,65	2,20	0,57	125,21	-15,45
22	0,30	100, 30	5,65	5,65	2,71	0,63	154,28	-19,04

### Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

#### Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0,00	100, 30	5,65	5,65	0	0	1000,00	14240	--	--
2	0,04	100, 30	5,65	5,65	0	5902	8277,83	14240	--	--
3	0,08	100, 30	5,65	5,65	0	5902	2112,20	14240	--	--
4	0,12	100, 30	5,65	5,65	0	5902	958,56	14240	--	--
5	0,16	100, 30	5,65	5,65	0	5902	550,81	14240	--	--
6	0,20	100, 30	5,65	5,65	0	5902	360,28	14240	--	--
7	0,24	100, 30	5,65	5,65	0	5902	255,83	14240	--	--
8	0,28	100, 30	5,65	5,65	0	5902	192,28	14240	--	--
9	0,32	100, 30	5,65	5,65	0	5902	150,69	14240	--	--
10	0,36	100, 30	5,65	5,65	0	5902	121,94	14240	--	--
11	0,40	100, 30	5,65	5,65	0	5902	101,21	14240	--	--

#### Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
12	0,00	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,04	100, 30	5,65	5,65	0,00	0,00	-0,01	0,12
14	0,08	100, 30	5,65	5,65	0,01	-0,01	0,10	0,45
15	0,12	100, 30	5,65	5,65	0,02	-0,01	0,29	0,98
16	0,16	100, 30	5,65	5,65	0,03	-0,01	0,64	1,69
17	0,20	100, 30	5,65	5,65	0,04	-0,01	1,17	2,55

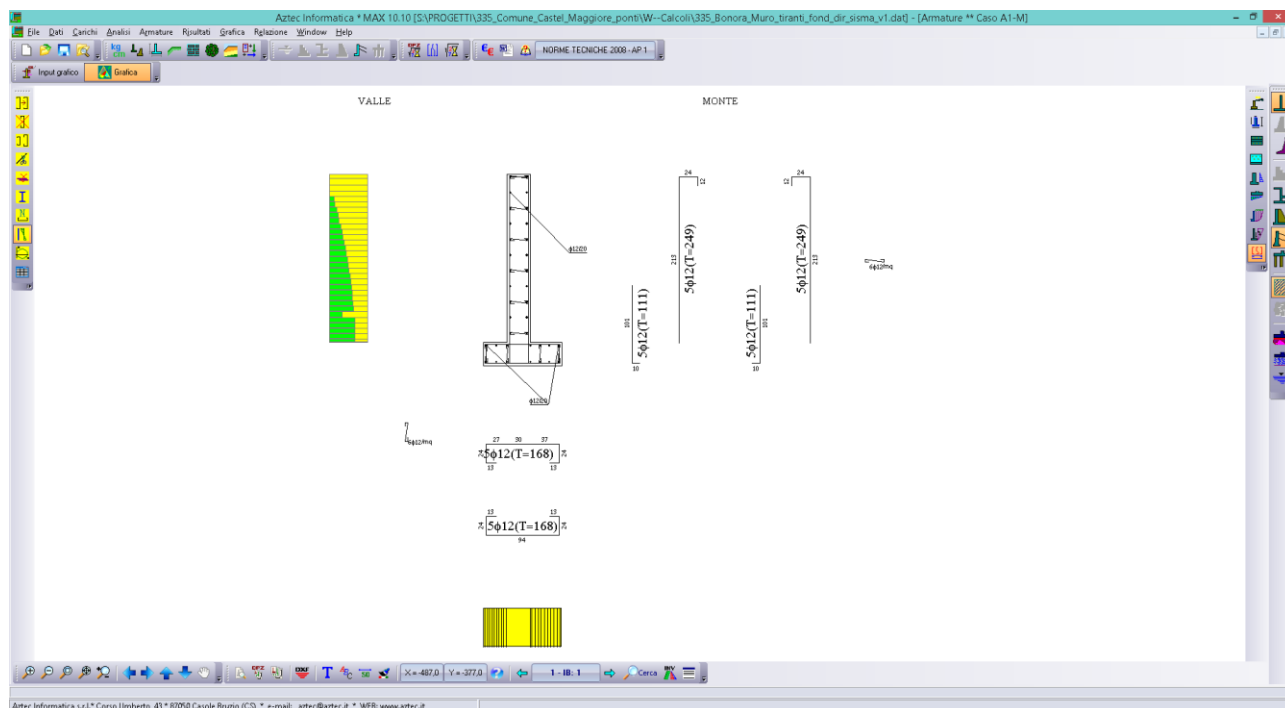
18	0,24	100, 30	5,65	5,65	0,06	-0,02	1,94	3,53
19	0,28	100, 30	5,65	5,65	0,08	0,02	2,99	4,63
20	0,32	100, 30	5,65	5,65	0,10	0,02	4,37	5,80
21	0,36	100, 30	5,65	5,65	0,12	0,03	6,10	7,04
22	0,40	100, 30	5,65	5,65	0,15	0,04	8,24	8,32

## Inviluppo armature e tensioni piastre

X	ascissa sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

### Piastra paramento

Nr.	X	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS
1	-2,00	5,65	5,65	0	5902	458,32
2	-1,88	5,65	5,65	0	-5902	39,31
3	-1,75	5,65	5,65	0	-5902	41,12
4	-1,63	5,65	5,65	0	-5902	10,84
5	-1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,08
6	-1,36	5,65	5,65	0	-5902	16,19
7	-1,21	5,65	5,65	0	-5902	23,71
8	-1,07	5,65	5,65	0	-5902	13,49
9	-0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,14
10	-0,79	5,65	5,65	0	-5902	20,68
11	-0,64	5,65	5,65	0	-5902	19,92
12	-0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,48
13	-0,36	5,65	5,65	0	-5902	20,57
14	-0,21	5,65	5,65	0	-5902	19,38
15	-0,07	5,65	5,65	0	-5902	12,32
16	0,07	5,65	5,65	0	-5902	12,32
17	0,21	5,65	5,65	0	-5902	19,38
18	0,36	5,65	5,65	0	-5902	20,57
19	0,50	5,65	5,65	0	-5902	4,48
20	0,64	5,65	5,65	0	-5902	19,92
21	0,79	5,65	5,65	0	-5902	20,68
22	0,93	5,65	5,65	0	-5902	13,14
23	1,07	5,65	5,65	0	-5902	13,49
24	1,21	5,65	5,65	0	-5902	23,71
25	1,36	5,65	5,65	0	-5902	16,19
26	1,50	5,65	5,65	0	-5902	4,08
27	1,63	5,65	5,65	0	-5902	10,84
28	1,75	5,65	5,65	0	-5902	41,12
29	1,88	5,65	5,65	0	-5902	39,31
30	2,00	5,65	5,65	0	5902	458,32



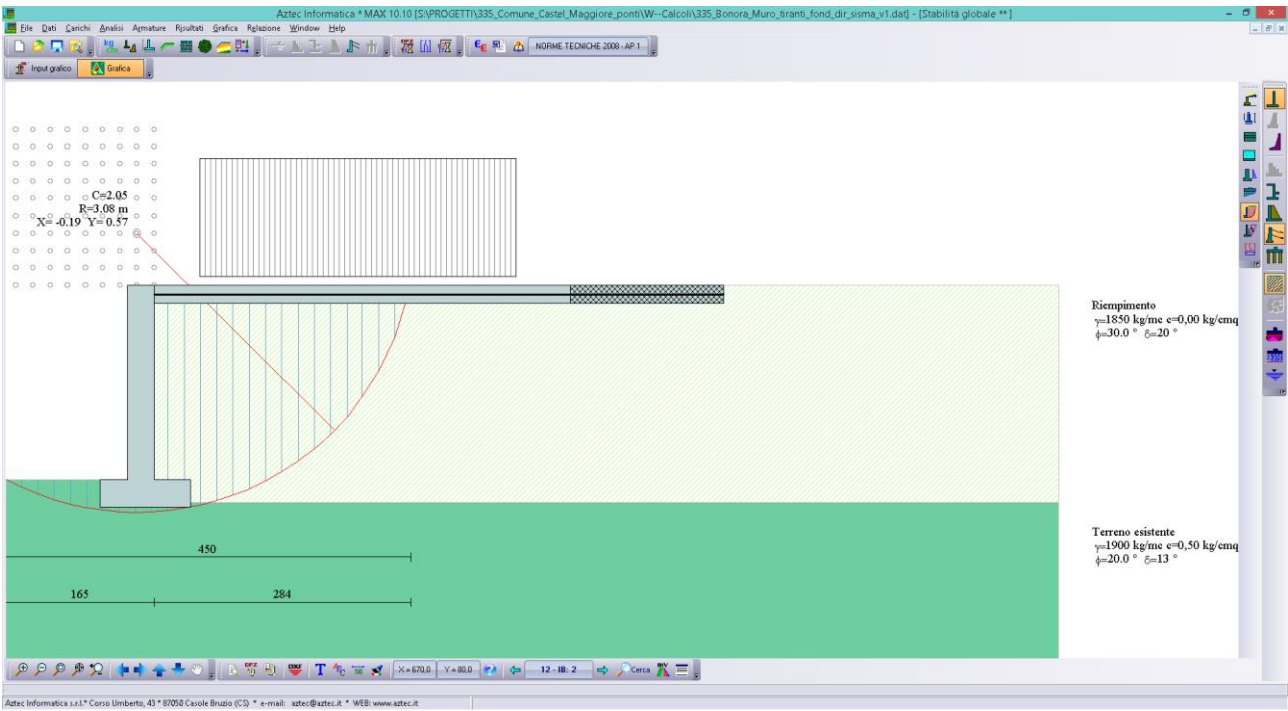
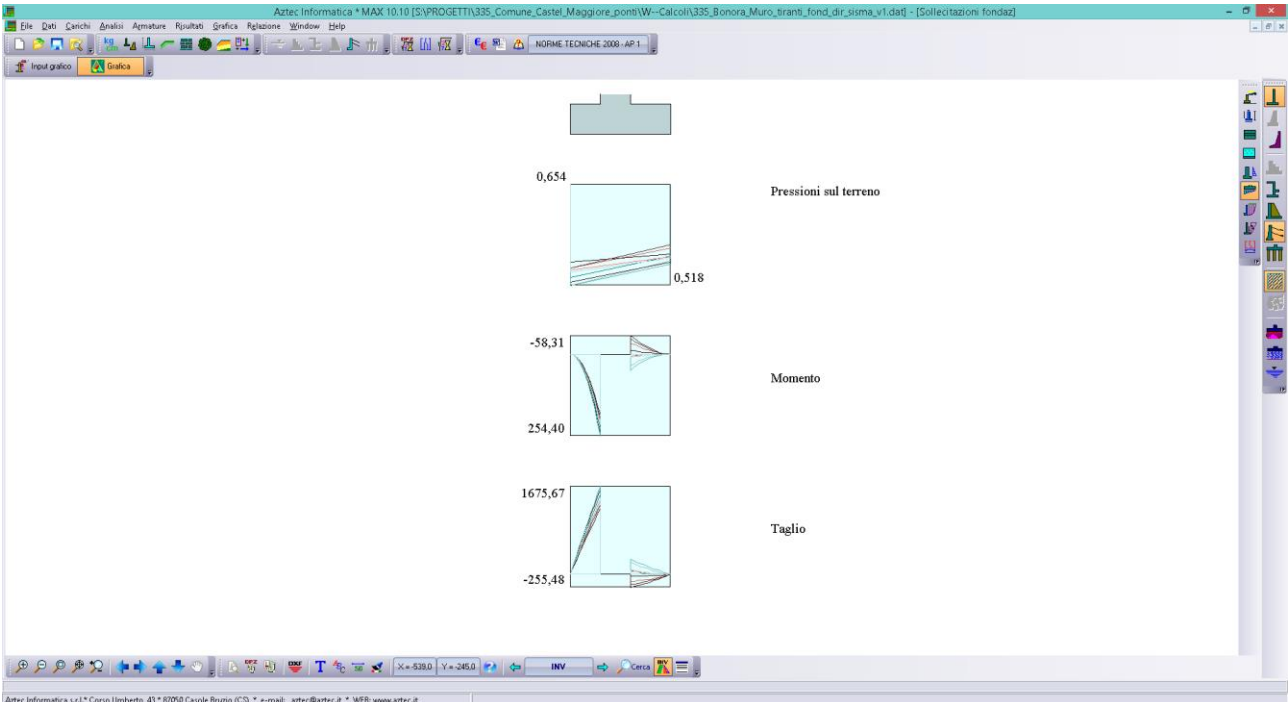
Le sezioni sono tutte verificate con i materiali adottati.

Si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche condotte tutte con esito positivo:

Risultati Analisi - Comb. 1				
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	1,01		1,01 [5]	IB: 1 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	1,01		1,01 [1]	IB: 1 - A1-M1
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	3,86		3,86 [3]	IB: 1 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	2,14		2,05 [12]	IB: 2 - STAB
<b>Dettagli combinazione --&gt;</b>				

Risultati analisi tiranti * Combinazione n° 1										
Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo										
N°	X[m]	Nt	N[kg]	Nr [kg]	Ns [kg]	L_c [m]	Lf_c [m]	sf [kg/cm²]	L [m]	Lf [m]
1	0,10	4	1582	405	3546	6,50	1,60	783,83	6,60	1,70







## Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

### Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto STIGEA s.r.l., in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
- Progetto e verifica della lunghezza di ancoraggio dei tiranti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

#### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Stigea srl
Licenza	AIU3747TH

#### Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

#### Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

---

Il progettista  
( STIGEA s.r.l )

---

#### **4.3 SCATOLARE IN C.A.V. 150X125X16 CM**

Si riporta nel seguito la verifica dello scatolare idraulico in c.a.v. 150x125x16 cm soggetto alle spinte ed al carico accidentale di 20 kN/mq.

**Impresa:**

**Lavoro:**

**Cantiere:**

**Quantità:**

**Oggetto:**

- **ELEMENTI SCATOLARI PREFABBRICATI IN C.A. 150 x 125 x 200 x 15 cm;**
- **Rinterro  $10 \leq H \leq 450$  cm;**
- **Carico mobile per ponti di 1<sup>a</sup> categoria**
- **Analisi sismica**

## **RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO**

# INDICE

1. PREMESSA .....	3
2. METODO COSTRUTTIVO E PROCEDIMENTO PER L'ESECUZIONE .....	3
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	4
4. NATURA DEL TERRENO .....	5
5. POSA IN OPERA .....	5
6. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	6
7. NORMATIVA .....	6
8. ANALISI STATICA E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 10.2 NTC DEL D.M. 14.01.2008) .....	6
9. ANALISI DEI CARICHI.....	8
10. COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
11. VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE DI ELEMENTI SCATOLARI.....	14
12. PRESSIONE MASSIMA TRASMESSA AL SUOLO.....	19
13. VERIFICA D'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	19
ALLEGATO: TABULATI.....	21
DEFORMATA .....	30
DIAGRAMMI DI INVILUPPO (SLU) DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI.....	31
DISEGNI ESECUTIVI.....	32

## 1. PREMESSA

La relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica di un tubo rettangolare prefabbricato in calcestruzzo armato. La forma è quella di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne in centimetri:

Base	150
Altezza	125
Lunghezza	200
Spessore	15

La posa è prevista sotto strada di 1<sup>a</sup> categoria e il manufatto è sottoposto all'azione di carichi mobili (mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1<sup>a</sup> categoria), con ricoprimento di terreno compreso tra:

$$10 \leq H \leq 450 \text{ cm.}$$

Tutti i dati relativi alle ipotesi di progetto (analisi dei carichi, natura del terreno, etc.) devono essere verificati e approvati dall'impresa.

## 2. METODO COSTRUTTIVO E PROCEDIMENTO PER L'ESECUZIONE

Il manufatto viene prodotto con processo di fabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata.

Il ciclo consiste nel riempire di calcestruzzo la cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto con i relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio, all'interno dello stabilimento.

**Miscela di calcestruzzo** (secondo UNI EN 206-1)

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio.

Le quantità dei componenti l'impasto sono predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

### Calcestruzzo

- classe di resistenza a compressione  $\Rightarrow$  C40/50;
- resistenza cubica caratteristica  $\Rightarrow R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ .

### Acciaio

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo B450C.

Le reti elettrosaldate e le barre sagomate sono controllate in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

- resistenza a rottura  $\Rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza a snervamento  $\Rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ ;
- allungamento  $\Rightarrow (A_{gt})_k \geq 7.5\%$ ;
- copriferro  $\Rightarrow c = 3 \text{ cm}$ .

**Tipologia giunto** Giunto a mezzo spessore.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Valori caratteristici della resistenza:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 0.83 \cdot R_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2 && : \text{resistenza cilindrica a compressione del cls;} \\ f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 && : \text{tensione di snervamento dell'acciaio.} \end{aligned}$$

Coefficienti di sicurezza parziali:

acciaio:  $\gamma_s = 1.15$ ;  
calcestruzzo:  $\gamma_c = 1.4$  (come da D.M. 14.01.08 - 4.1.2.1.1.4 ultimo capoverso, per produzioni continuative di elementi soggetti a controllo continuativo del calcestruzzo, con coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%).

Limitazioni sulle tensioni per gli Stati Limite d'Esercizio:

*tensioni di compressione nel cls:*

- combinazione di carico rara:  $0.60 \cdot f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$ ;
- combinazione di carico quasi permanente:  $0.45 \cdot f_{ck} = 18.68 \text{ N/mm}^2$ ;

*tensioni di trazione nell'acciaio:*

armature ordinarie:  $0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Condizioni ambientali

I limiti di apertura delle fessure sono indicati in Tabella 1 (D.M. 14.01.08 – 4.1.2.2.4.5. – Tabelle 4.1.IV):

Condizione Ambientale	Combinazione di azioni	Armatura poco sensibile $w_k$		
Aggressivo	frequente	$\leq w_2 =$	0.3	mm
	quasi permanente	$\leq w_1 =$	0.2	mm

**Tabella 1** – Valori limite di fessurazione

I valori di fessurazione risultanti dall'analisi con SISMICAD (vedi ALLEGATO) consentono di classificare il manufatto come idoneo all'uso in ambienti aggressivi.



#### 4. NATURA DEL TERRENO

Si è considerato un terreno avente le seguenti caratteristiche:

- angolo di attrito interno  $\Rightarrow \phi = 30^\circ$ ;
- peso specifico  $\Rightarrow \gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Ai fini della verifica sismica si è considerato un suolo di tipo C.

#### 5. POSA IN OPERA

La normativa UNI-EN 14484 ai punti C.3, C.4 e C.5 fornisce raccomandazioni in merito all'installazione degli scatolari che vengono schematizzate in Tabella 2.

ACCORGIMENTI PER UNA CORRETTA INSTALLAZIONE	
MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	$\Rightarrow$ Utilizzare mezzi idonei tali da garantire stabilità a movimentazione e ribaltamento tenute presenti eventuali azioni esterne meccaniche e/o agenti atmosferici.
SPESSORE DEL LETTO DI POSA	$\Rightarrow$ Almeno 150-200 mm per fondazione granulare. $\Rightarrow$ Almeno 70-100 mm per fondazione di CLS magro. $\Rightarrow$ Quando è utilizzata una fondazione di calcestruzzo, dovrebbe essere interposto uno strato di materiale fine, per consentire il livellamento ed evitare il contatto diretto tra le superfici di calcestruzzo. La pendenza specificata e l'allineamento dovrebbero essere realizzati in corrispondenza del letto di posa.
POSA	$\Rightarrow$ Posare la condotta dalla fine della pendenza. $\Rightarrow$ Ispezionare elementi per verificarne pulizia ed integrità. $\Rightarrow$ Calare l'elemento scatolare delicatamente sulla base preparata allineando il maschio con la femmina dell'elemento già posato. $\Rightarrow$ Eliminare accumuli di acqua nello scavo.
FORMAZIONE LIVELLETTE	$\Rightarrow$ Utilizzare apparecchiatura di alta precisione
GIUNZIONE TRA ELEMENTI	$\Rightarrow$ Utilizzare apparecchiatura idraulica o manuale tipo TIR-FOR
RINTERRO	$\Rightarrow$ Iniziare rinterro il più presto possibile dopo la posa dello scatolare. $\Rightarrow$ Preferibile realizzare il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare in strati da 200 mm di materiale granulare. $\Rightarrow$ Non usare materiali congelati od organici per il rinterro.

**Tabella 2** – Accorgimenti per una corretta installazione

Per quanto non riportato in tabella si consulti la scheda tecnica del manufatto.

## 6. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

I carichi applicati sono quelli desunti dalla normativa vigente combinati nel modo più sfavorevole.

Le verifiche di resistenza sono state eseguite nelle sezioni maggiormente sollecitate, tenuto conto del D.M. 14/01/2008 secondo il criterio degli Stati Limite.

## 7. NORMATIVA

Per l'analisi statica e la procedura di verifica si è fatto specifico riferimento alla normativa italiana vigente ed in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute in:

D.M. 14/01/2008	Norme tecniche per le costruzioni (TESTO UNICO).
CIRCOLARE n. 617 del 02/02/2009	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14/01/2008".
UNI EN 14844	Prodotti prefabbricati di calcestruzzo (ELEMENTI SCATOLARI).
UNI EN 206-1:2006	Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
UNI EN 13669	Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.

## 8. ANALISI STATICA E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 10.2 NTC DEL D.M. 14.01.2008)

### *Schema di calcolo e modellazione della struttura scatolare*

La struttura è stata schematizzata con un modello tridimensionale, utilizzando elementi *shell* per le solette di fondazione e copertura e per le pareti del tubo; il suolo, non reagente a trazione, è equiparato ad un letto di molle con costante elastica di *Winkler* pari a 3 daN/cm<sup>3</sup>. Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di *Winkler* per spostamenti della fondazione e delle pareti che comportino il distacco tra terreno e struttura) la dimensione massima ottimale della *mesh* è inferiore allo spessore del manufatto.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli elementi finiti. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale. Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F;$$

essendo:

K = matrice di rigidezza della struttura;

u = vettore spostamenti nodali;

F = vettore forze nodali.

Ottenuti gli spostamenti sono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

### *Semiprogetto e verifica delle sezioni*

Le verifiche agli SLU a flessione e presso-tenso flessione sono effettuate sulla base del legame costitutivo parabola-rettangolo del calcestruzzo ed elastico-perfettamente plastico con deformazione ultima pari a quella massima di progetto  $\epsilon_{ud}$ . La verifica a taglio prevede un primo controllo della resistenza in assenza di armature a taglio effettuato con la formula (4.1.14) di cui al § 4.1.2.1.3.1 del D.M. 14/01/2008; se tale controllo non dà esito positivo l'intero taglio è fatto assorbire da barre piegate a  $45^\circ$ .

Le verifiche delle sollecitazioni relative agli SLE vengono effettuate utilizzando i diagrammi lineari per calcestruzzo ed acciaio con coefficiente di omogeneizzazione paria 15. La verifica dell'ampiezza media delle fessure utilizza la procedura indicata nel § 4.1.2.2.4.6 del D.M. 14/01/2008.

### *Origine e caratteristiche del codice di calcolo*

Il codice di calcolo SISMICAD impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Concrete S.r.l. di Padova anche sulla base di algoritmi di comprovata affidabilità riportati in letteratura internazionale. La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

SISMICAD è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore ad elementi finiti; un post-processore che, a soluzione avvenuta, elabora i risultati eseguendo le verifiche delle membrature e producendo i tabulati di input e output (contenuti in ALLEGATO). I tabulati comprendono le combinazioni di carico e le verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi.

### *Affidabilità del codice utilizzato*

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

### *Versione e licenza d'uso del codice*

Versione del programma utilizzata per il presente calcolo: 12.1;  
Estremi della licenza d'uso: SW-4692618.

## 9. ANALISI DEI CARICHI

### PESO PROPRIO

Il peso di ciascuna asta del telaio viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione e del materiale utilizzato:

$$w = \gamma_c \cdot s \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 25 \cdot 0.15 \cdot 1 = 3.75 \text{ kN/m};$$

essendo  $s$  lo spessore della sezione considerata in metri.

### PESO DEL RINTERRO

Sulla soletta superiore del manufatto agisce il peso del terreno sovrastante:

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,10} = 19 \cdot 0.1 = 1.9 \text{ kN/m} \rightarrow \text{per } H = 10 \text{ cm};$$

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,450} = (19 \cdot 0.1 + 18 \cdot 4.4) = 81.1 \text{ kN/m} \rightarrow \text{per } H = 450 \text{ cm};$$

- peso manto stradale  $\Rightarrow 19 \text{ kN/m}^3$ .

### SPINTA DEL TERRENO

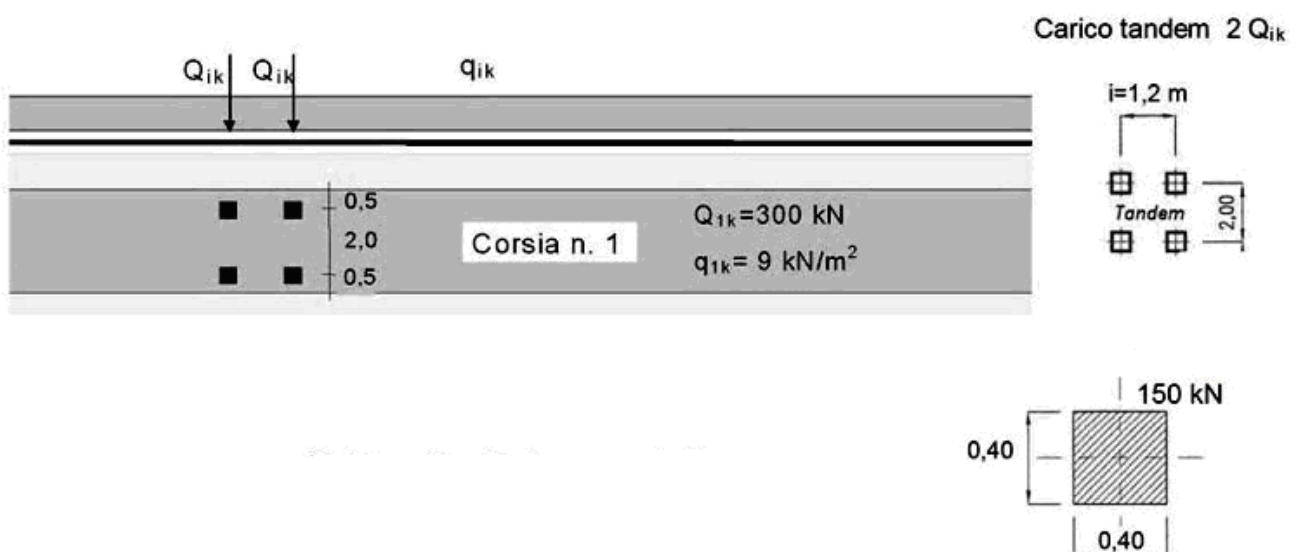
Sulle pareti laterali del manufatto, la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità  $y$  secondo la formula:

$$s_{t,o,y} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot y \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 18 \cdot 0.5 = 9 \cdot y \text{ kN/m};$$

essendo:  $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.5$  coefficiente di spinta a riposo.

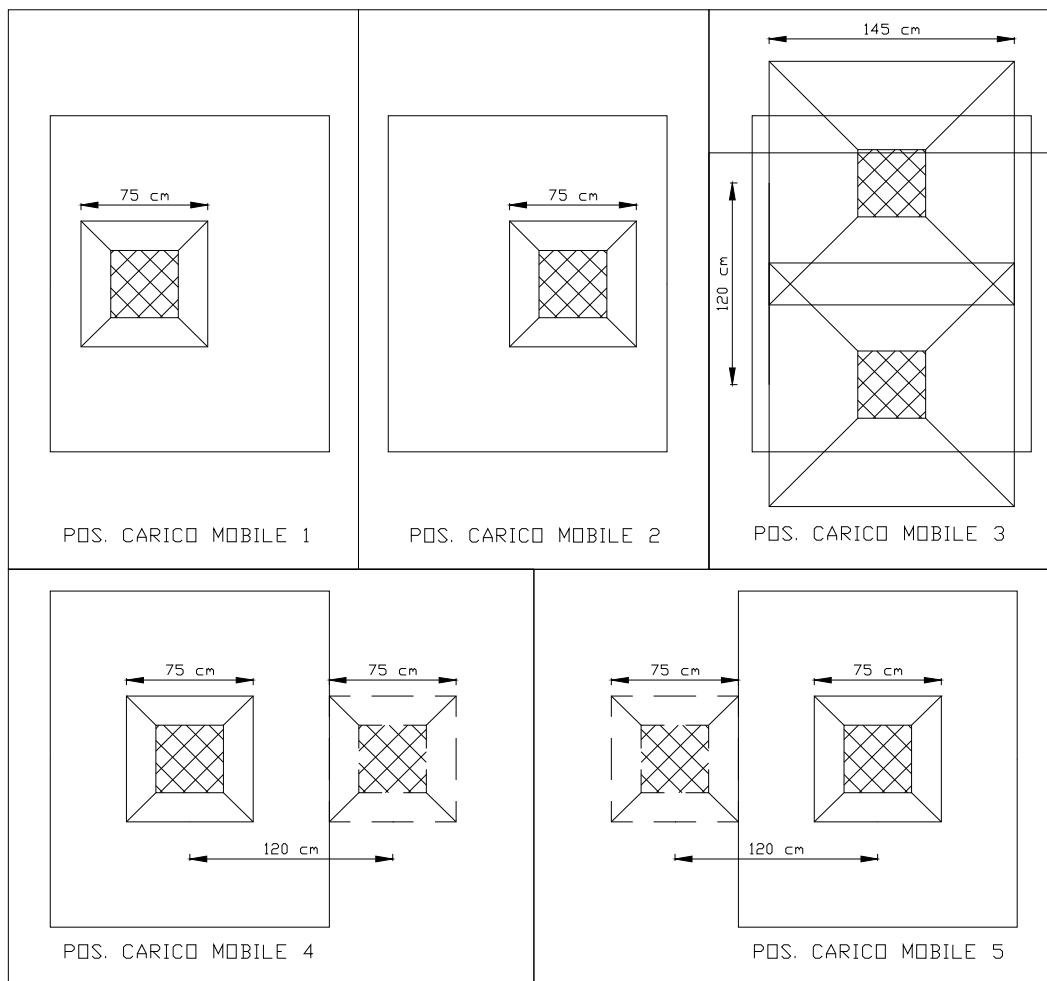
### SOVRACCARICO MOBILE

Per le azioni variabili da traffico si è assunto lo schema di carico 1 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN.



**Figura 1** – Schema di carico 1 come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.4.3 (dimensioni in metri)

Ciascun elemento prefabbricato si può considerare staticamente indipendente rispetto agli elementi adiacenti.



**Figura 2** - Posizioni di carico mobile considerate con rinterro minore

L'impronta di carico da 150 kN si diffonde nel terreno con un angolo di  $45^\circ$  rispetto all'asse verticale, e si distribuisce fino alla linea media della soletta di copertura su aree di diversa estensione in funzione della profondità considerata nonché dello spessore del manufatto in oggetto.

Si considerano le posizioni del carico mobile indicate in Figura 2. Chiamato  $Q_{s,v,h}$  il carico verticale alla profondità  $h$  indotto dalla singola impronta, si ha:

$Q_{v,10} = 150 \text{ kN} / (0.75 \cdot 0.75) = 266.7 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  nel modello di calcolo si considerano 4 forze concentrate applicate ai nodi, corrispondenti ad una distribuzione su un'area di  $0.75 \cdot 0.75 \text{ m}^2$  ( $F_z = 150 \text{ kN} / 4 = 37.5 \text{ kN}$ );

$Q_{v,450} = (4 \cdot 150 \text{ kN}) / (9.55 \cdot 9.55) = 6.58 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  data l'entità del rinterro si hanno condizioni tali da determinare una completa sovrapposizione delle 4 impronte di carico mobile agenti sul piano stradale.

Si considera infine il contributo del carico uniformemente distribuito:  $q_{i,k} = 9 \text{ kN/m}^2$ .

Nel caso di condotta con asse parallelo a quello della strada (con corsia soprastante la soletta – posizione di carico mobile 3), il minimo ricoprimento atto al soddisfacimento delle verifiche risulta pari a:  $H_{\text{MIN,PAR}} = 45 \text{ cm}$ .

### AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

Le azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione sono trascurate. si assume quanto riportato nell'APPENDICE A.4 della norma armonizzata UNI EN 14844-2009 "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi scatolari" dove è riportato: "Si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari".

### INCREMENTO DELLA SPINTA LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti laterali costante e dipendente dallo spessore del rinterro. La spinta viene calcolata ad una profondità media pari a metà altezza del tubo, e considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza:

- per  $H = 10$  cm si considera la spinta agente sulla parete con differenti posizioni del sovraccarico mobile. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad  $H^* = 87.5$  cm:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,87.5} = 0.5 \cdot 32.4 = 16.22 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = 150 / (0.4 + 2 \cdot 0.9)^2 = 32.4 \text{ kN/m}^2;$$

- per  $H = 450$  cm si considera la spinta agente su entrambe le pareti. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad  $H^* = 527.5$  cm con la sovrapposizione di tutte le impronte di carico:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,527.5} = 0.5 \cdot 5.00 = 2.50 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = (4 \cdot 150) / (0.4 + 2 \cdot 5.3)^2 = 5.0 \text{ kN/m}^2.$$

Si considera infine la spinta dovuta al carico uniformemente distribuito:

$$s_{q,i,k} = K_0 \cdot q_{i,k} \text{ (kN/m)} = 0.5 \cdot 9 = 4.5 \text{ kN/m}^2.$$

### PESO E SPINTA DELL'ACQUA INTERNA

In presenza di un battente interno d'acqua al livello dell'intradosso della soletta superiore si ha una spinta idrostatica costante gravante sulla soletta inferiore e una variabile sulle pareti laterali interne.

$$q_{H20,inf} = \gamma_{H20} \cdot h_{H20,int} = 10 \cdot 1.25 = 12.5 \text{ kN/m}^2.$$

la spinta orizzontale dell'acqua varia con l'altezza  $y$  secondo la relazione:

$$q_{H20, parete} = \gamma_{H20} \cdot h = 10 \cdot y \text{ (kN/m)}.$$

## ANALISI SISMICA

Le azioni sismiche sono calcolate in accordo con il D.M. 14.01.08 - § 7.11.6.2.1 riguardante il progetto sismico di opere di sostegno dei terreni. Si considera il cuneo di terreno, ipotizzato in condizioni di “riposo”, che insiste sull’altezza dello scatolare corretto in base ai coefficienti di amplificazione. Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ .

Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a:  $q = k_h \cdot \gamma_t \cdot H$ ;

essendo:

- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_T \cdot S_S \cdot a_g}{g} = 0.4725$  il coefficiente sismico orizzontale;
- $a_g/g = 0.45$  relativamente alla combinazione SLV con riferimento ai valori più elevati di accelerazione al suolo riscontrabili in Italia (zona tra Gemona del Friuli e Idria, Sicilia Orientale) ipotizzando una classe d’uso IV e una vita utile pari a 100 anni;
- $S_S = 1.05$  effetto d’amplificazione stratigrafica (suolo di tipo C) riferito ai contesti geografici anzidetti;
- $S_T = 1$  effetto d’amplificazione topografica (D.M. 14.01.08 tab. 3.2.VI);
- $\beta_m = 1$  poiché il manufatto è una struttura scatolare interrata non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (D.M. 14.01.08 § 7.11.6.2.1);
- $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del terreno;
- $H = 1.75 \text{ m}$  l’altezza utile dello scatolare.

Tali pressioni sono assunte agenti nella stessa direzione rispettivamente per sisma +X (SISMA SX) e -X (SISMA DX) per entrambe le pareti:  $q = k_h \cdot \gamma_t \cdot h = 0.4725 \cdot 18 \cdot 1.40 = 11.9 \text{ kN/m}^2$ .

## COEFFICIENTI D’AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI

I coefficienti amplificativi utilizzano le combinazioni da ponti di 1<sup>a</sup> categoria e sono riassunti in Tabella 3:

<b>Stato limite di resistenza della struttura (Combinazioni A1 STR come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)</b>	
Permanenti strutturali	1.35
Permanenti non strutturali (Terreno)	1.50
Variabili da traffico	1.35
Variabili (Acqua interna)	1 (Favorevole)
<b>Azioni Sismiche (DM 14/01/2008 3.2.4)</b>	
Combinazione di carico	$F = G1+G2+E+ \Psi_2 Q$
$\Psi_2$	0.2
<b>Stato Limite Pressione sul Terreno (Combinazioni GEO come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)</b>	
Permanenti strutturali (Terreno, Peso Proprio)	1.00
Variabili da traffico (Q, Distribuiti)	1.15
Variabili (Acqua interna)	1.3
<b>Stati Limite di Esercizio (DM 14/01/2008 par. 2.5.3 con i coefficienti in Tab 5.1.VI)</b>	

**Tabella 3** – Coefficienti d’amplificazione dei carichi come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.3.12, Tab. 5.1.V

essendo:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

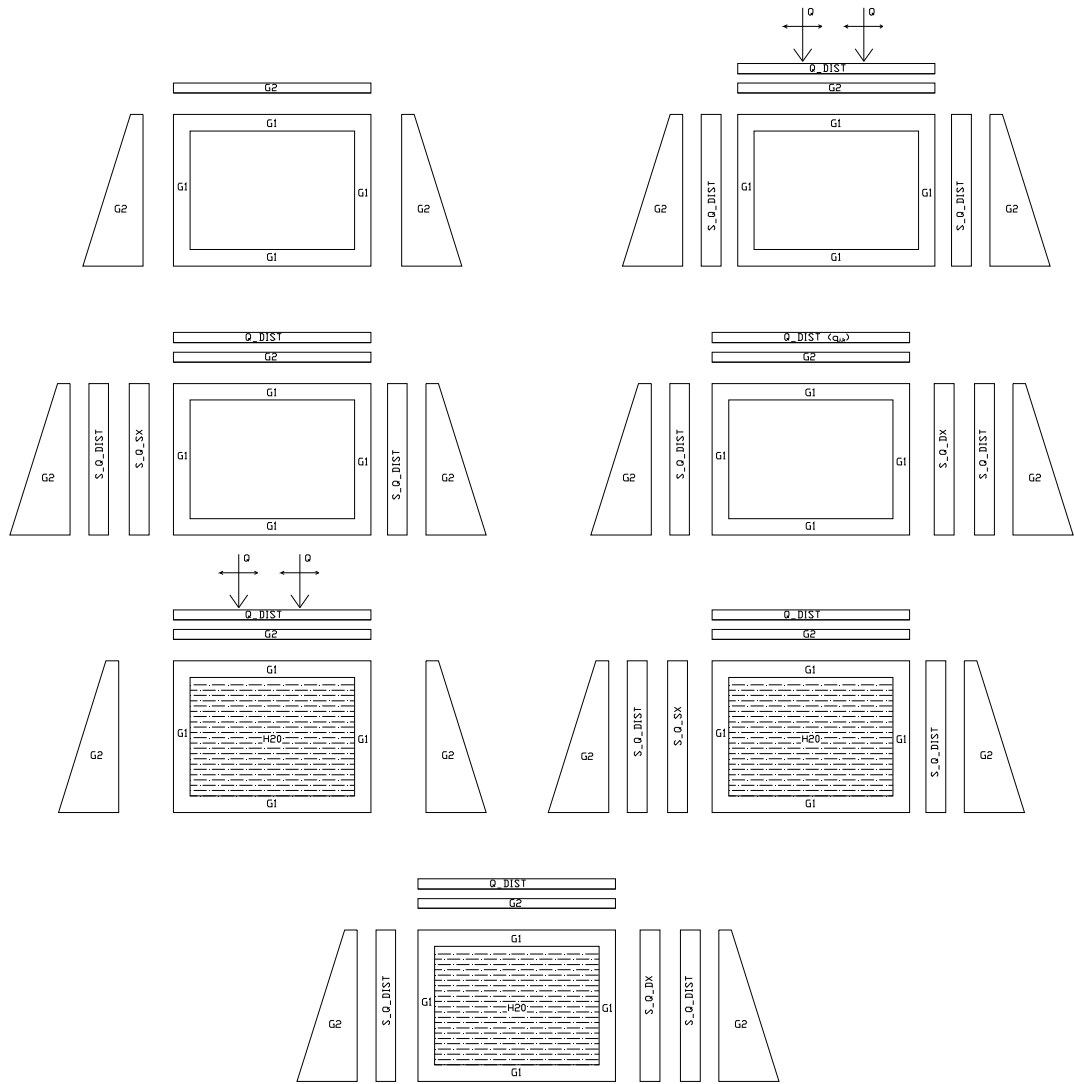
G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (terreno);

Q il carico accidentale dovuto al traffico.

10. COMBINAZIONI DI CARICO

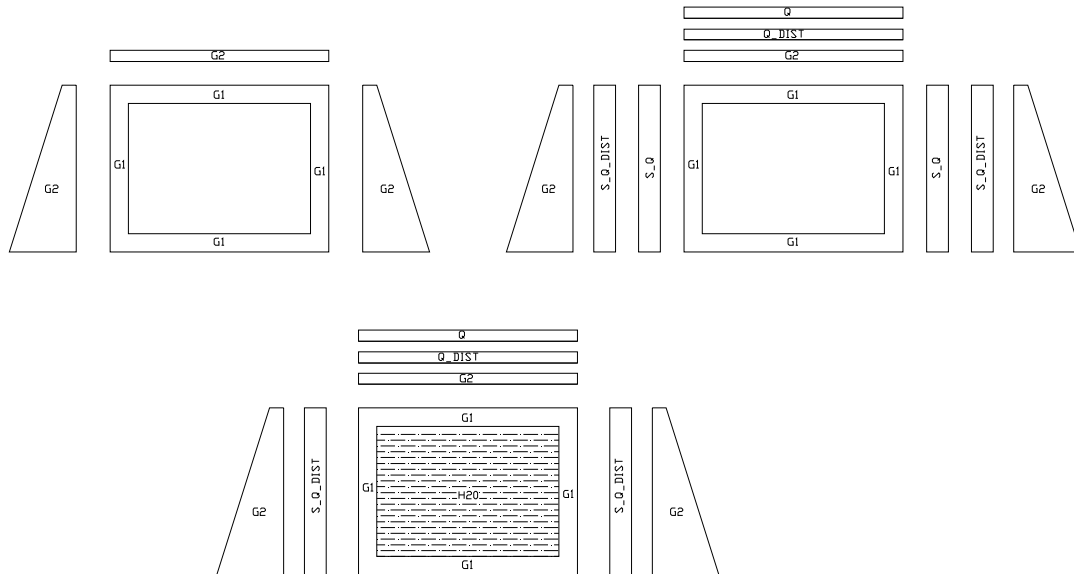
Di seguito si fornisce una rappresentazione delle combinazioni di carico a scopo qualitativo distinguendo in base al rinterro e alla presenza del battente d’acqua interno. Le frecce orizzontali indicate sulle impronte del carico mobile indicano la possibile presenza di diverse disposizioni di quest’ultimo come evidenziato in figura 3. Le condizioni elementari di carico indicate devono essere amplificate secondo i coefficienti previsti da normativa e riportati in Tabella 3.

COMBINAZIONI SLU CON RINTERRO MINORE

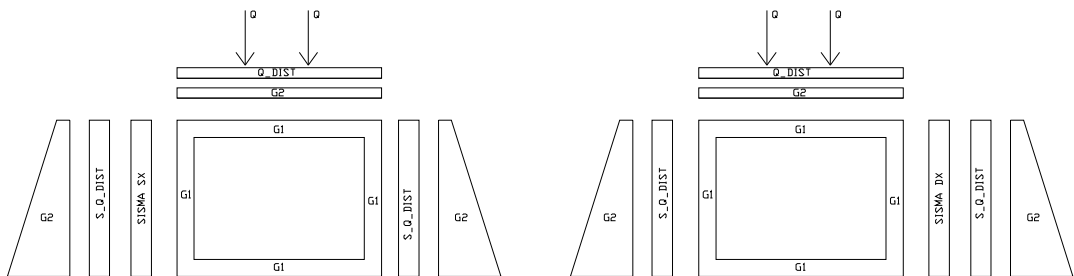




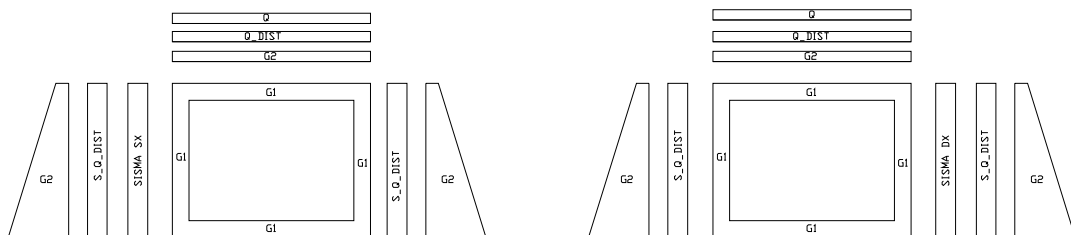
### COMBINAZIONI AGLI SLU CON RINTERRO MAGGIORE



### COMBINAZIONI SISMICHE CON RINTERRO MINORE



### COMBINAZIONI SISMICHE CON RINTERRO MAGGIORE



### LEGENDA

- G1 = peso proprio;
- G2 = carichi permanenti non strutturali (terreno);
- Q\_DIST = carico distribuito da traffico;
- Q = impronta di carico mobile;
- S\_Q\_DIST = spinta dovuta al carico distribuito da traffico;
- S\_Q\_SX = spinta in parete sinistra dovuta alle impronte del carico mobile;
- S\_Q\_DX = spinta in parete destra dovuta alle impronte del carico mobile;
- H2O = battente d'acqua interno;
- SISMA\_SX = carico distribuito uniforme sulla parete sinistra dovuto all'azione sismica;
- SISMA\_DX = carico distribuito uniforme sulla parete destra dovuto all'azione sismica.

## 11. VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE DI ELEMENTI SCATOLARI

In aggiunta alle verifiche presenti in ALLEGATO si riportano in seguito:

- A. La verifica a taglio delle solette;
- B. La verifica delle armature delle facce interne di parete;
- C. La verifica di deformazione della soletta superiore;
- D. La verifica a punzonamento;
- E. La verifica del terminale.

### A) VERIFICA A TAGLIO DELLE SOLETTE

#### A1) Soletta superiore

Si considera uno schema semplificato di trave in doppio appoggio soggetta a un carico distribuito e due impronte di carico simmetriche da mezzi di 1<sup>a</sup> categoria. Lo scatolare presenta una luce effettiva  $l = 1.65$  m.

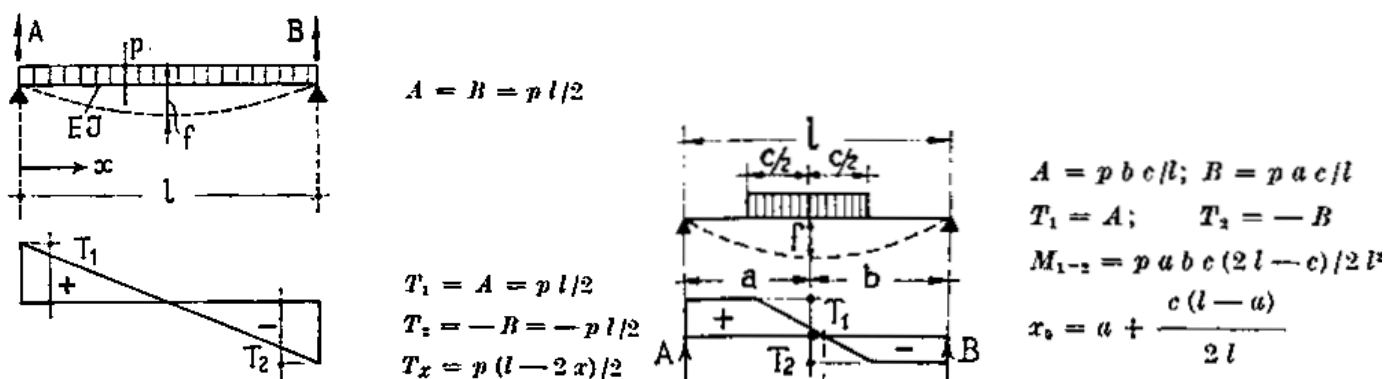
Allo SLU si considerano i seguenti carichi distribuiti amplificati con i coefficienti indicati in Tabella 3:

$1.35 \cdot 3.75 \text{ kN/m}^3$	→ peso proprio	$= 5.06 \text{ kN/m}$
$1.35 \cdot 9 \text{ kN/m}^2$	→ carico distribuito da traffico	$= 12.2 \text{ kN/m}$
$1.5 \cdot 1.9 \text{ kN/m}^3$	→ peso ricoprimento 10 cm	$= 2.85 \text{ kN/m}$
TOT.		$\cong 20.1 \text{ kN/m}$

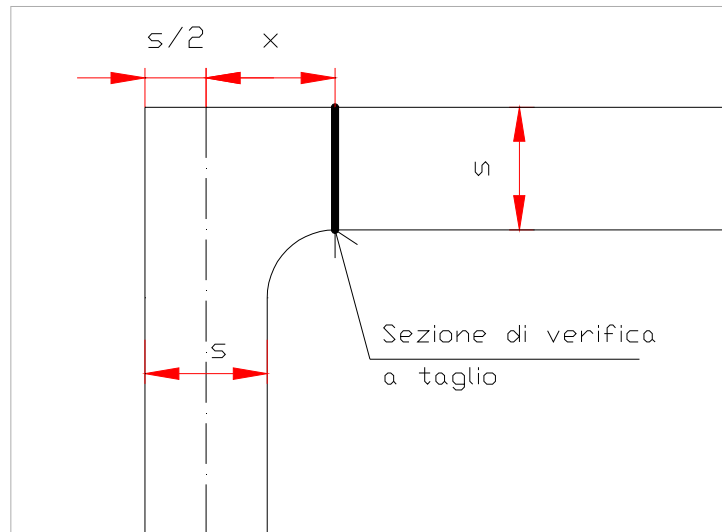
Totale carichi distribuiti (considerando la lunghezza del manufatto) →  $p = 20.1 \cdot 2 = 40.2 \text{ kN/m}$ .

Considerando due impronte di carico da 150 kN diffuse su un'area di lato  $c = 0.75$  m si ha:

Carico distribuito su impronta →  $P = 1.35 \cdot 150 / 0.75 = 270.0 \text{ kN/m}$ .



**Figura 3** - Sollecitazioni taglienti per trave in doppio appoggio con carico distribuito sulla luce (sinistra) e parzializzato (destra)



**Figura 4** – Sezione di verifica a taglio

Sovrapponendo gli effetti di un carico distribuito uniforme e delle impronte di carico mobile da 150 kN, in aderenza allo schema riportato in Figura 3, si considera la sezione di verifica a  $x = 0.175$  m dall'asse della parete sinistra, dove lo spessore dello scatolare è quello minimo nominale (Figura 4):

$$V_{Ed} = p \cdot (l/2 - x) + P/1 \cdot (c \cdot b_1 + c_2 \cdot b_2) = 26.1 + 135 + 6.2 = 167.3 \text{ kN};$$

essendo:

$P = 270$  kN/m l'entità dell'impronta da carico mobile;

$b_1 = 1.1$  m distanza tra B e l'asse della prima impronta di carico mobile;

$c_2 = 0.275$  m lunghezza della seconda impronta (parzializzata) da carico mobile;

La resistenza al taglio dell'elemento sprovvisto di armatura specifica resistente al taglio, trascurando lo sforzo normale a vantaggio di sicurezza, secondo la formula del T.U. al punto 4.1.2.1.3.1, è data da:

$$V_{Rd} = 0.18 \cdot \left\{ \frac{k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d ;$$

essendo:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.638 \text{ MPa}$$

$$k = \min (1 + (200/d)^{1/2}; 2) = 2.00$$

$$f_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$$

$$d = 120 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w d) = 0.0052$$

$$A_{s1} = 1238 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 2000 \text{ mm}$$

- tensione resistente minima del cls;
- termine legato all'effetto ingranamento;
- resistenza cilindrica caratteristica del cls;
- altezza utile della sezione;
- rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- area armatura longitudinale (10  $\phi$  10 + 4  $\phi$  12);
- larghezza della sezione (striscia di calcolo considerata).

$$V_{Rd} = 171.3 \text{ kN} > V_{Ed} = 167.3 \text{ kN}.$$

La sezione è verificata senza armatura specifica.

### A2) Soletta inferiore

Si considera uno schema semplificato di trave su suolo elastico alla Winkler (coefficiente  $3 \text{ daN/cm}^3$ ) soggetta a due carichi concentrati identici alle estremità amplificati con i coefficienti previsti per normativa da ponte (come da D.M. 14/01/2008). Si trascura, a vantaggio di sicurezza, il momento di trasporto dalle pareti.

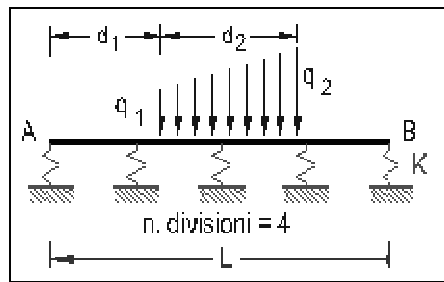
$$\begin{aligned}
 (1.35 \cdot 9) \cdot 3.3 &= 40.1 \text{ kN} && \rightarrow \text{carico distribuito da traffico;} \\
 (1.5 \cdot 1.9) \cdot 3.3 &= 9.4 \text{ kN} && \rightarrow \text{peso ricoprimento 10 cm (binder);} \\
 1.35 \cdot 150 &= 202.5 \text{ kN} && \rightarrow \text{impronta di carico mobile;} \\
 1.35 \cdot 37 &= 49.4 \text{ kN} && \rightarrow \text{peso proprio al netto della soletta inferiore;}
 \end{aligned}$$

$$\text{TOT.} = 301.4 \text{ kN.}$$

Carichi concentrati d'estremità  $F = 301.4 / 2 \cong 151 \text{ kN}$ .

La sollecitazione tagliante  $|V_{Ed}| = |-111.2| \text{ kN}$  è inferiore rispetto alla soletta superiore pertanto, essendo l'armatura speculare a quella prevista in soletta superiore, compresi i ferri aggiuntivi, la verifica è soddisfatta.

**Titolo :** Soletta Inferiore 150x125



Luce  m  $J$    $\text{cm}^4$   
 $E$   MPa ☒ Distanze parziali

**Vincoli**  
☐ App. - App.  
☐ Inc. - Inc.  
☐ Inc. - App.  
☐ Mensola  
☒ Fondazione

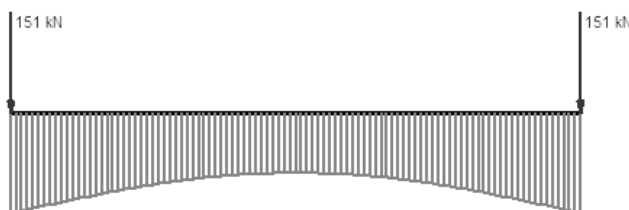
**N° Carichi CONCENTRATI**  **Zoom**

N°	F	d
1	151	0
2	151	1.65

**Fondazione**  
☐ Rigida  
☒ Winkler  
 $K =$    $\text{daN/cm}^3$   
 $b =$   m  
 $n =$    
☐ Reag. traz.  
 Iterazione 1

**Risultati all'ascissa x**

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
<input type="text" value="0.175"/>	-22.81	-111.2	0.003557	0.1067



**B) VERIFICA ARMATURE DELLE FACCE INTERNE DI PARETE**

Si fa riferimento all'Appendice A.2 della Norma UNI EN 14844, inerente l'armatura minima prevista in parete per la progettazione degli elementi scatolari.

Allo SLU essa dovrebbe essere in grado di resistere a un momento flettente pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot H_e^3 \text{ kNm/m};$$

essendo  $H_e$  la luce effettiva della parete in metri.

Quest'ultima corrisponde ad un momento minimo sulle pareti dello scatolare pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot 1.40^3 = 2.2 \text{ kNm/m} < M_{lim} = 38.4 \text{ kNm/m};$$

dove  $M_{lim}$  è il momento limite ottenuto dall'analisi agli elementi finiti considerando una sezione di lunghezza pari a un metro.

**C) VERIFICA DI DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE**

Si fa riferimento all'Appendice A.5 della Norma UNI EN 14844, riguardante la deformazione dovuta a carichi accidentali qualora la profondità del rinterro risulti minore del minimo raccomandato pari a 200 mm.

La verifica a deformazione richiesta in mezzzeria si valuta con al seguente formula:

$$f_0 < f_{lim} = 20 \cdot M \cdot W_e^2 / (L \cdot t_r^3);$$

essendo:

$f_0$  = la deformazione effettiva della sezione di mezzzeria;

$f_{lim}$  = la deformazione limite della sezione di mezzzeria;

$M$  = momento massimo sulla luce libera in condizioni d'esercizio frequenti e dovuto solo a carico accidentale di superficie;

$W_e$  = luce effettiva della soletta;

$L$  = lunghezza dell'elemento;

$t_r$  = spessore della soletta.

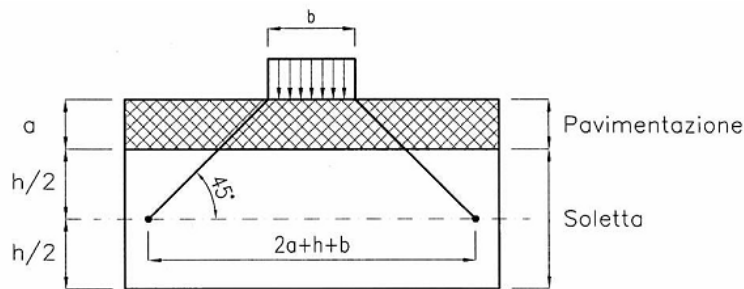
Dalla relazione anzidetta si ottiene, nelle condizioni più gravose di carico accidentale:

$$f_0 = 0.34 \text{ mm} < f_{lim} = 5.6 \text{ mm}.$$

**D) VERIFICA A PUNZONAMENTO**

La verifica locale a punzonamento secondo il D.M. 14/01/2008 al punto 5.1.3.3.6 è valutata considerando un carico da 200 kN distribuito su un'impronta rettangolare con larghezza 60 cm e altezza 35 cm (schema di carico 2 previsto dal D.M. 14/01/2008 al punto 5.1.3.3.3) e una diffusione con un'angolazione pari a 45° fino al piano medio della struttura della soletta sottostante come da Figura 5. Si ha:

$$F_d = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} \geq Q_{i,k};$$



**Figura 5** - Diffusione dei carichi concentrati nella soletta superiore

essendo:

$F_d$  = il valore limite della forza resistente al punzonamento in Newton;

$d$  = l'altezza utile della soletta nella sezione di verifica;

$f_{ctd}$  = resistenza a trazione del calcestruzzo:  $f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot R_{ck,cls}^{\frac{2}{3}}}{1.4} = 1.83 \text{ Mpa};$

$Q_{i,k} = 200000 \text{ N} \cdot 1.35 = 270000 \text{ N}$  valore amplificato allo SLU della singola impronta di carico;

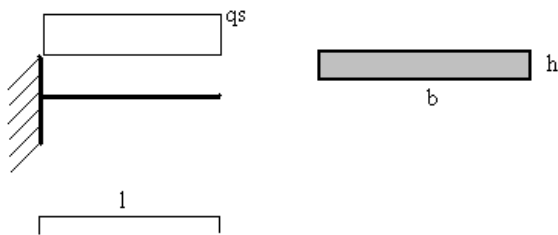
$u$  = perimetro di punzonamento sul piano medio della soletta.

Dalla relazione anzidetta si ottiene:

$$F_d = 0.5 \cdot 120 \cdot 1.83 \cdot 3300 = 362782 \text{ N} > Q_{i,k} = 270000 \text{ N}.$$

#### E) VERIFICA DEL TERMINALE CON CARICO MOBILE

Il giunto è stato schematizzato (Figura 6) come una mensola larga  $b = 100 \text{ cm}$  e alta  $h = 9.0 \text{ cm}$  e di lunghezza  $l = 12 \text{ cm}$ .



**Figura 6** - Schema statico giunto

Si ipotizza una singola impronta di carico  $Q_{ik}$  da  $200 \text{ kN}$  (schema di carico 2 – verifiche locali come da D.M. 14/01/2008) agente su un'area di lato pari a  $80 \times 105 \text{ cm}$  in corrispondenza del giunto. Considerandola agente su tutta la larghezza  $b$  si ha un carico distribuito dovuto all'impronta pari a:

$$q_a = 200 / 0.8 = 250 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ( $\gamma_Q = 1.35$ )  $\Rightarrow q_{as} = 1.35 \cdot q_a = 337.5 \text{ kN/m}$ .

Si considera inoltre il peso del rinterro per  $H = 10$  cm:  $q_r = 1.9$  kN/m;

- per una combinazione agli SLU ( $\gamma_G = 1.5$ )  $\Rightarrow q_{rs} = 1.5 \cdot q_r = 2.9$  kN/m.

Il carico complessivo è:  $q_s = q_{rs} + q_{as} \cong 340$  kN/m.

Ai fini della verifica si considera la sezione non armata. Si ha pertanto:

$$|M_{Ed}| = |- 340 \cdot 0.12^2 / 2| = |-2.5| \text{ kNm} < |M_{Rd}| = 5.8 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = 340 \cdot 0.12 = 40.8 \text{ kN} < V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot h = 57.4 \text{ kN}.$$

## 12. PRESSIONE MASSIMA TRASMESSA AL SUOLO

Nella valutazione della pressione massima trasmessa al suolo si è adoperata la condizione di carico GEO prevista per ponti con i coefficienti riportati in tabella 4 nella condizione più gravosa di minimo ricoprimento.\*

Nella combinazione in **presenza di acqua interna** si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p1} = (4900 \cdot 1 + 600 \cdot 1 + 19900 \cdot 1.15 + 3700 \cdot 1.3) / (165 \cdot 200) = 33195 / 33000 \cong 1.0 \text{ daN/cm}^2.$$

Nella combinazione in **assenza di acqua interna** si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p2} = (4900 \cdot 1 + 600 \cdot 1 + 19900 \cdot 1.15) / (165 \cdot 200) = 28385 / 33000 \cong 0.9 \text{ daN/cm}^2;$$

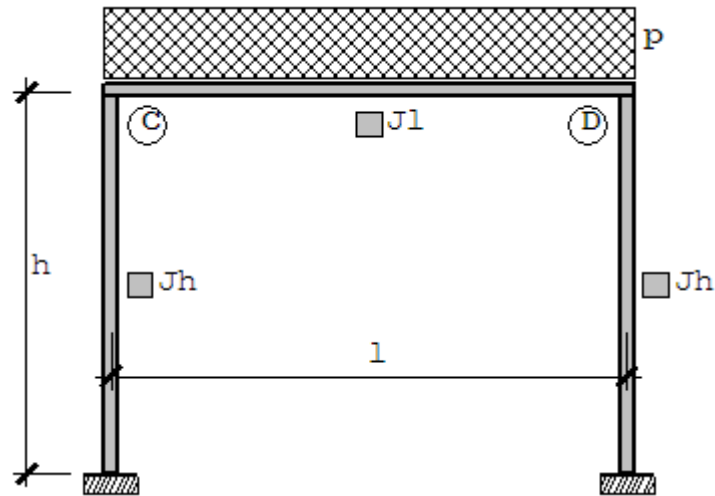
essendo:

$G1 \cong 4900$ daN	$\rightarrow$ Peso dello scatolare;
$G2 \cong 600$ daN	$\rightarrow$ Peso del ricoprimento;
$Q \cong 19900$ daN	$\rightarrow$ Peso dovuto ai carichi da traffico;
$W \cong 3700$ daN	$\rightarrow$ Peso dell'acqua interna.

\* La condizione di massimo ricoprimento, a parità di carichi in soletta superiore, è certamente più favorevole poiché interviene l'attrito tra terreno e pareti del manufatto, inoltre la capacità portante del terreno di fondazione a maggiori profondità è generalmente più elevata.

## 13. VERIFICA D'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si considera uno schema semplificato di telaio incastrato alla base soggetto a un carico uniforme sulla traversa, trascurando le spinte laterali sulle pareti (Figura 7).



**Figura 7** – Schema statico semplificato

Il valore teorico del momento in mezzzeria è pari a:

$$M_{\max} = M_{l/2} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{6 \cdot (2+k)} \cong 26.7 \text{ kNm};$$

essendo:

$l = 1.65 \text{ m} \rightarrow$  luce effettiva della soletta;

$h = 1.4 \text{ m} \rightarrow$  altezza effettiva del manufatto;

$p = 148 \text{ kN/m} \rightarrow$  carico distribuito agente su una fascia di 1 metro di lunghezza;

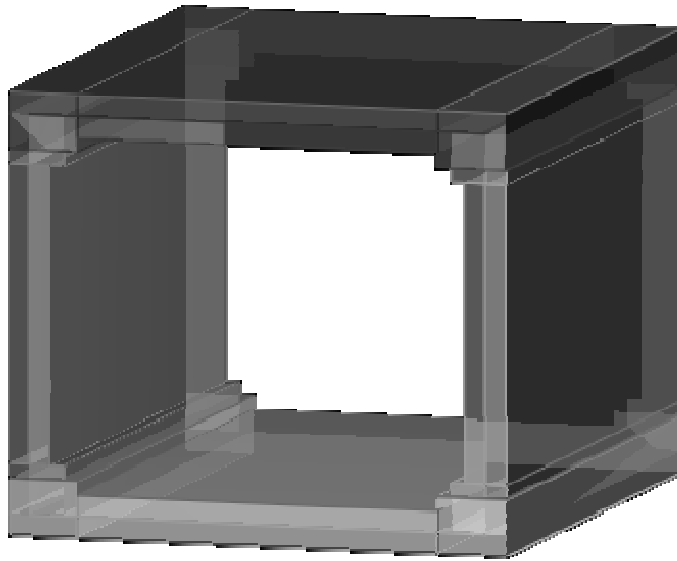
$k = \frac{J_l}{J_h} \cdot \frac{h}{l} = \frac{h}{l} = 0.85 \rightarrow$  dal momento che i momenti d'inerzia di pareti e solette sono identici.

Il momento così ottenuto è confrontabile (scostamento  $< 4\%$ ) con la sollecitazione flettente della sezione di mezzzeria verticale della soletta superiore, presente in ALLEGATO:  $M_{\text{Ed,SISMICAD}} = 25.6 \text{ kNm}$ .

IL CALCOLATORE



## ALLEGATO: TABULATI



### Materiali

#### Materiali c.a.

*Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.*

*Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m<sup>2</sup>]*

*E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]*

*Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.*

*G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]*

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C40/50	50000	35547105	25	0.1	16157775	0.00001

#### Armature

*Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.*

*Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m<sup>2</sup>]*

*E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]*

*Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.*

*G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]*

Descrizione	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	2.06E08	78.5	0.3	79230769	0.000012

#### Terreni

*Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.*

*Coesione: Coesione del terreno. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Attrito interno: Angolo di attrito interno del terreno. [deg]*

*Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]*

*Adesione: Coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls. Il valore è adimensionale.*

### Famiglia Limite ultimo



Nome	Per m.	G_H 1	Q_H 1_T 1	Q_H 1_T 2	Q_H 1_T 3	Q_H 1_T 4	Q_H 1_T 5	Q_H 1_T 6	Q_H 1_D ist	S_G _H1	S_S _x_Q _H1	S_D _x_Q _H1	S_D _ist _H1	G_H 2	Q_H 2	Q_H 2_D ist	S_G _H2	S_Q _H2	S_Q _Di _H2	Sis _ma _Sx	Sis _ma _Dx	H20 _In _t	Q_H 3_P ara ll	S_S _x_Q _H3	S_D _x_Q _H3	G_H 3_P ar	S_G _H3 _Par	Dt	
H1 -1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H2 -1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 + 1H20 - 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
H2 + 1H20 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0

*Nome:* Nome identificativo della definizione di carico.  
*Valori:* Valori associati alle condizioni di carico.  
*Condizione:* Condizione di carico a cui sono associati i valori.  
*Descrizione:* Nome assegnato alla condizione elementare.  
*Fx:* Componente X del carico concentrato. [kN]  
*Fy:* Componente Y del carico concentrato. [kN]  
*Fz:* Componente Z del carico concentrato. [kN]

Nome	Valori	
	Condizione	Fz
	Descrizione	
Sx	Permanenti	0
	G_H1	0
	Q_H1_T1	-37.5
Solo Centr	Permanenti	0
	Q_H1_T4	-37.5
Dx	Permanenti	0
	Q_H1_T6	-37.5
	S_GH3_Par	0

*Nome: Nome identificativo della definizione di carico.*  
*Valori: Valori associati alle condizioni di carico.*  
*Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.*  
*Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.*  
*Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m<sup>2</sup>]*  
*Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.*

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
Verticale	Permanenti	0	Verticale
	G_H1	1.9	Verticale
	G_H2	81.1	Verticale
	Q_H2	6.6	Verticale
	Q_H2_Dist	9	Verticale
	Q_H3_Parall	82.3	Verticale
	G_H3_Par	7.3	Verticale
	S_GH3_Par	0	Verticale
H20_Int	Permanenti	0	Verticale
	H20_Int	12.5	Verticale

*Nome: Nome identificativo della definizione di carico.*  
*Valori: Valori associati alle condizioni di carico.*  
*Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.*

*Descrizione:* Nome assegnato alla condizione elementare.

*Valore i.:* Valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m2]

*Quota i.:* Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

*Valore f.:* Valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m2]

*Quota f.:* Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	<b>Descrizione</b>				
Sx	Permanenti	0	-0.08	0	1.4
	S_G_H1	14	-0.08	2	1.4
	S_Sx_Q_H1	16	-0.08	16	1.4
	S_Dx_Q_H1	0	-0.08	0	1.4
	S_Dist_H1	5	-0.08	5	1.4
	G_H2	0	-0.08	0	1.4
	Q_H2	0	-0.08	0	1.4
	Q_H2_Dist	0	-0.08	0	1.4
	S_G_H2	54	-0.08	41	1.4
	S_Q_H2	3	-0.08	3	1.4
	S_Q_Dist_H2	5	-0.08	5	1.4
	Sisma_Sx	12	-0.08	12	1.4
	Sisma_Dx	0	-0.08	0	1.4
	H20_Int	-13	0	0	1.25
	Q_H3_Parall	0	-0.08	0	1.4
	S_Sx_Q_H3	10	-0.08	10	1.4
	S_Dx_Q_H3	0	-0.08	0	1.4
	G_H3_Par	0	-0.08	0	1.4
	S_GH3_Par	17	-0.08	4	1.4
Dx	Permanenti	0	-0.08	0	1.4
	S_G_H1	14	-0.08	2	1.4
	S_Sx_Q_H1	0	-0.08	0	1.4
	S_Dx_Q_H1	16	-0.08	16	1.4
	S_Dist_H1	5	-0.08	5	1.4
	G_H2	0	-0.08	0	1.4
	Q_H2	0	-0.08	0	1.4
	Q_H2_Dist	0	-0.08	0	1.4
	S_G_H2	54	-0.08	41	1.4
	S_Q_H2	3	-0.08	3	1.4
	S_Q_Dist_H2	5	-0.08	5	1.4
	Sisma_Sx	0	-0.08	0	1.4
	Sisma_Dx	12	-0.08	12	1.4
	H20_Int	-13	0	0	1.25
	Q_H3_Parall	0	-0.08	0	1.4
	S_Sx_Q_H3	0	-0.08	0	1.4
	S_Dx_Q_H3	10	-0.08	9	1.4
	G_H3_Par	0	-0.08	0	1.4
	S_GH3_Par	17	-0.08	4	1.4

## Quote

### Livelli

*Descrizione breve:* Nome sintetico assegnato al livello.

*Descrizione:* Nome assegnato al livello.

*Quota:* Quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

*Spessore:* Spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.15
L2	Raccordo 1	0.1	0
L3	Raccordo 2	1.15	0
L4	Soletta Sup	1.4	0.15

### Tronchi

*Descrizione breve:* Nome sintetico assegnato al tronco.

*Descrizione:* Nome assegnato al tronco.

*Quota 1: Riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]*

*Quota 2: Riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]*

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Raccordo 1	Fondazione	Raccordo 1
T2	Raccordo 1 - Raccordo 2	Raccordo 1	Raccordo 2
T3	Raccordo 2 - Finale	Raccordo 2	Soletta Sup

## Risultati numerici

### Verifiche piastre in c.a.

#### LEGENDA

<b>sez.</b>	<b><i>tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)</i></b>
<b>B</b>	<i>base della sezione</i>
<b>H</b>	<i>altezza della sezione</i>
<b>Af+</b>	<i>area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)</i>
<b>Af-</b>	<i>area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)</i>
<b>c+</b>	<i>copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)</i>
<b>c-</b>	<i>copriferro dal lato A (superiore per le piastre)</i>
<b>sc</b>	<b><i>tensione sul calcestruzzo in esercizio</i></b>
<b>comb</b>	<b><i>combinazione di carico</i></b>
<b>c.s.</b>	<b><i>coefficiente di sicurezza</i></b>
<b>N</b>	<b><i>sforzo normale di calcolo</i></b>
<b>M</b>	<b><i>momento flettente di calcolo</i></b>
<b>Mu</b>	<b><i>momento flettente ultimo</i></b>
<b>Nu</b>	<b><i>sforzo normale ultimo</i></b>
<b>sf</b>	<b><i>tensione sull'acciaio in esercizio</i></b>
<b>Wk</b>	<i>apertura caratteristica delle fessure</i>
<b>Sm</b>	<i>distanza media fra le fessure</i>
<b>st</b>	<i>sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate</i>

**SI RIPORTANO LE VERIFICHE DI RESISTENZA ESEGUITE NELLE SEZIONI PIU' SOLLECITATE CONSIDERANDO PER CIASCUNA SEZIONE, IDENTIFICATA NEGLI SCHEMI DI SEGUITO RIPORTATI, LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA.**

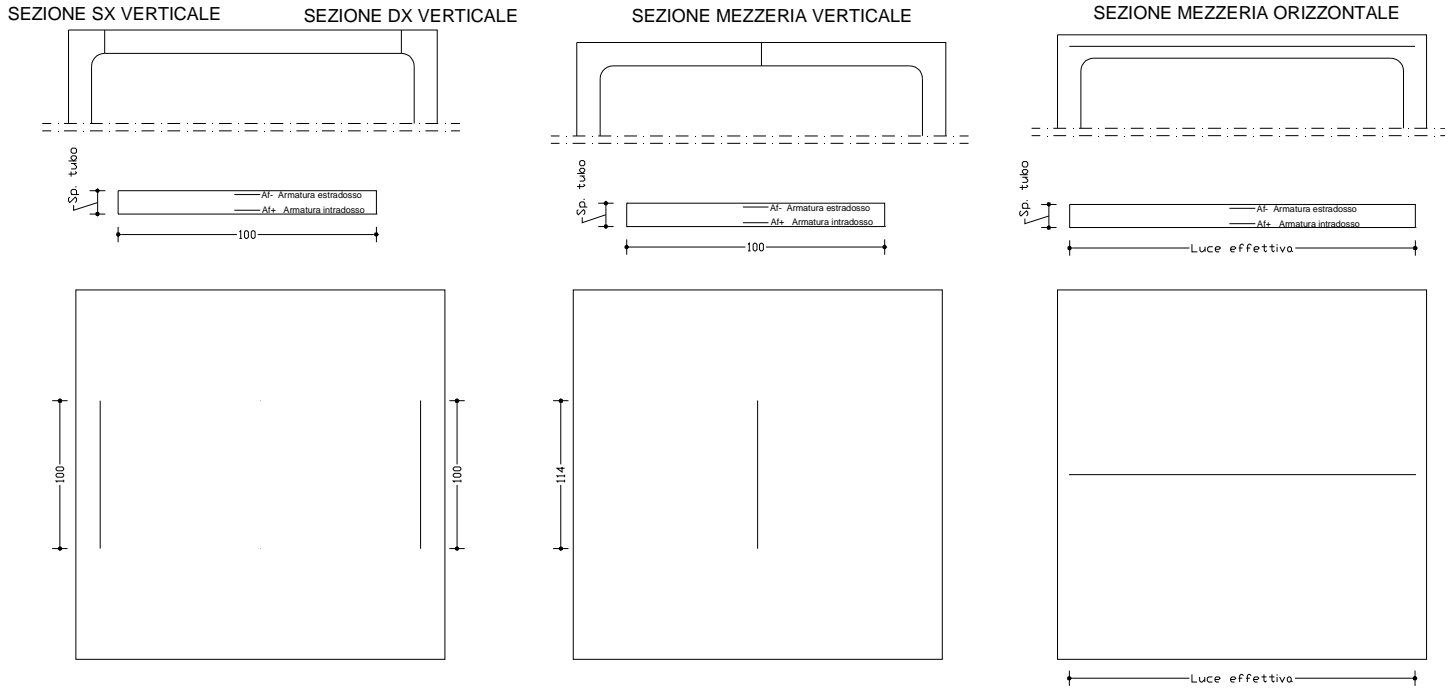
**LE SOLETTE SONO CAUTELATIVAMENTE VERIFICATE A FLESSIONE SEMPLICE**

**Soletta Superiore****Valori in daN, cm**

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali

**Sezione mezzeria verticale**

$$Af+ = 5 \phi 10 + 2 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 2 = 619 \text{ mm}^2 = 6.2 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 10 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 393 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

**Sezione SX/DX**

$$Af+ = 5 \phi 10 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 393 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 10 + 2 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 2 = 619 \text{ mm}^2 = 6.2 \text{ cm}^2$$

**Sezione mezzeria orizzontale**

$$Af+ = Af- = 5 \phi 6 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 141 \text{ mm}^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

**Verifica di stato limite ultimo****Sezione Appoggio Dx**

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	2.294	3		0	-129667	0	297392	63	7334

**Sezione Appoggio Sx**

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	2.293	7		0	-129681	0	297392	70	7334

**Sezione Mezzeria Orizzontale**

o 165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	1.687	14		0	48328	0	-81507	117	12311
-------	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	--	---	-------	---	--------	-----	-------

**Sezione Mezzeria**

v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	1.162	23		0	255927	0	-297392	415	7334
-------	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	--	---	--------	---	---------	-----	------

**Combinazione rara****Sezione Appoggio Dx**

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c	
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-49.0	H1	-	0.00E00	-9.54E04	1522.2	H1	-	0.00E00	-9.54E04	0.00	24.6	0.0	Cari

**Sezione Appoggio Sx**

v 100 15 3.9 6.2 3.5 3.5 -49.0 H1 - 0.00E00 -9.54E04 1522.4 H1 - 0.00E00 -9.54E04 0.00 24.6 0.0 Cari																		
Sezione Mezzeria Orizzontale																		

**Sezione Mezzeria Orizzontale**

o 165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-25.4	H1+H		0.00E00	3.60E04	2206.1	H1+H		0.00E00	3.60E04	0.00	5.8	0.0	Cari
-------	----	-----	-----	-----	-----	-------	------	--	---------	---------	--------	------	--	---------	---------	------	-----	-----	------

**Sezione Mezzeria**

v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-99.1	Cari		0.00E00	1.93E05	3074.7	Cari		0.00E00	1.93E05	0.00	49.7	0.0	Cari
-------	----	-----	-----	-----	-----	-------	------	--	---------	---------	--------	------	--	---------	---------	------	------	-----	------

**Combinazione frequente****Sezione Appoggio Dx**

Sezione Appoggio Sx																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
---------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**Sezione Appoggio Sx**

v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-36.5	H1	-	0.00E00	-7.11E04	1134.4	H1	-	0.00E00	-7.11E04	0.00	18.3	0.0	Cari
Sezione Mezzeria Orizzontale																			
o 165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-19.6	H1+H	0.00E00	2.78E04	1698.6	H1+H	0.00E00	2.78E04	0.00	4.5	0.0	Cari		
Sezione Mezzeria																			
v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-81.1	Cari	0.00E00	1.58E05	2518.9	Cari	0.00E00	1.58E05	0.00	40.7	0.0	Cari		

Combinazione quasi permanente

Sezione Appoggio Dx																			
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c	
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-21.0	H2	-	0.00E00	-4.08E04	650.8	H2	-	0.00E00	-4.08E04	0.00	10.5	0.0	H2 +
Sezione Appoggio Sx																			
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-21.0	H2	-	0.00E00	-4.08E04	651.3	H2	-	0.00E00	-4.08E04	0.00	10.5	0.0	H2 +
Sezione Mezzeria Orizzontale																			
o 165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-4.2	H2	+	0.00E00	5.98E03	365.8	H2	+	0.00E00	5.98E03	0.00	1.0	0.0	H2 +
Sezione Mezzeria																			
v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-71.8	H2	+	0.00E00	1.40E05	2227.5	H2	+	0.00E00	1.40E05	0.00	36.0	0.0	H2 +

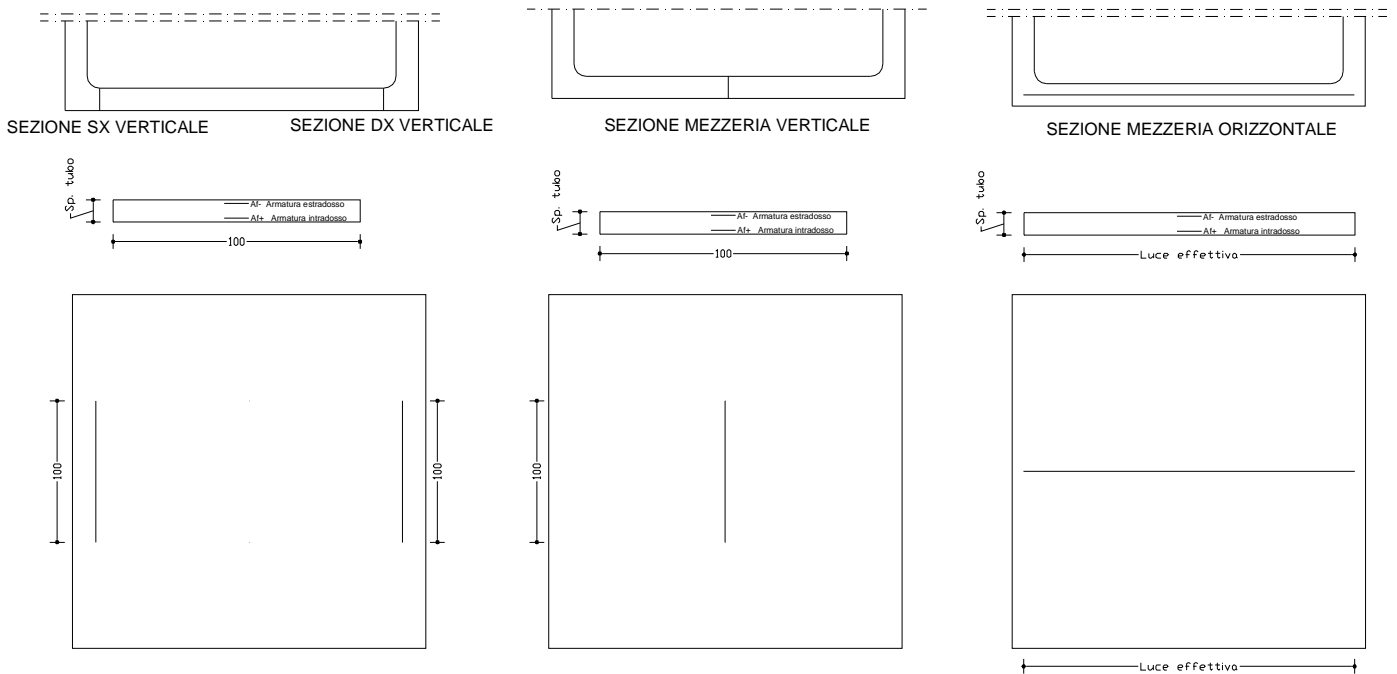
## Soletta Inferiore

Valori in daN, cm

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali



Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = 5 \phi 10 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 393 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 10 + 2 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 2 = 619 \text{ mm}^2 = 6.2 \text{ cm}^2$$

Sezione SX/DX verticale

$$Af+ = 5 \phi 10 + 2 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 2 = 619 \text{ mm}^2 = 6.2 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 10 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 393 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 5 \phi 6 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 141 \text{ mm}^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo

Sezione DX Verticale													
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s. comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	3.339	7	0	89055	0	-297392	2717	7334
Sezione SX Verticale													
v 100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	3.339	3	0	89057	0	-297392	2574	7334
Sezione Mezzeria Orizzontale													
o 165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	5.167	23	0	-15775	0	81507	2	12311
Sezione Mezzeria Verticale													
v 100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	1.150	23	0	-258564	0	297392	30	7334



Combinazione rara

Sezione DX Verticale																			
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c	
v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-33.5	H1	-	0.00E00	6.52E04	1040.2	H1	-	0.00E00	6.52E04	0.00	16.8	0.0 Cari

Sezione SX Verticale

v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-33.5	H1	-	0.00E00	6.52E04	1040.2	H1	-	0.00E00	6.52E04	0.00	16.8	0.0 Cari
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	---	---------	---------	--------	----	---	---------	---------	------	------	----------

Sezione Mezzeria Orizzontale

o	165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-8.6	Cari	0.00E00	-1.22E04	749.4	Cari	0.00E00	-1.22E04	0.00	2.0	0.0 Cari		
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	------	------	---------	----------	-------	------	---------	----------	------	-----	----------	--	--

Sezione Mezzeria Verticale

v	100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-101.5	Cari	0.00E00	-1.97E05	3149.7	Cari	0.00E00	-1.97E05	0.00	50.9	0.0 Cari		
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	--------	------	---------	----------	--------	------	---------	----------	------	------	----------	--	--

Combinazione frequente

Sezione DX Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c	
v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-33.9	H1	-	0.00E00	6.60E04	1053.3	H1	-	0.00E00	6.60E04	0.00	17.0	0.0 Cari

Sezione SX Verticale

v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-25.7	H1	-	0.00E00	5.00E04	798.5	H1	-	0.00E00	5.00E04	0.00	12.9	0.0 Cari
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	---	---------	---------	-------	----	---	---------	---------	------	------	----------

Sezione Mezzeria Orizzontale

o	165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-7.2	Cari	0.00E00	-1.02E04	626.4	Cari	0.00E00	-1.02E04	0.00	1.6	0.0 Cari		
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	------	------	---------	----------	-------	------	---------	----------	------	-----	----------	--	--

Sezione Mezzeria Verticale

v	100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-84.0	Cari	0.00E00	-1.63E05	2608.4	Cari	0.00E00	-1.63E05	0.00	42.2	0.0 Cari		
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	-------	------	---------	----------	--------	------	---------	----------	------	------	----------	--	--

Combinazione quasi permanente

Sezione DX Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c	
v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-23.6	H2	-	0.00E00	4.59E04	732.1	H2	-	0.00E00	4.59E04	0.00	11.8	0.0 H2 +

Sezione SX Verticale

v	100	15	6.2	3.9	3.5	3.5	-23.6	H2	-	0.00E00	4.59E04	732.4	H2	-	0.00E00	4.59E04	0.00	11.8	0.0 H2 +
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	---	---------	---------	-------	----	---	---------	---------	------	------	----------

Sezione Mezzeria Orizzontale

o	165	15	1.4	1.4	3.3	3.3	-4.9	H2	+	0.00E00	-6.98E03	427.0	H2	+	0.00E00	-6.98E03	0.00	1.1	0.0 H2 +
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	------	----	---	---------	----------	-------	----	---	---------	----------	------	-----	----------

Sezione Mezzeria Verticale

v	100	15	3.9	6.2	3.5	3.5	-74.7	H2	+	0.00E00	-1.45E05	2318.8	H2	+	0.00E00	-1.45E05	0.00	37.5	0.0 H2 +
---	-----	----	-----	-----	-----	-----	-------	----	---	---------	----------	--------	----	---	---------	----------	------	------	----------

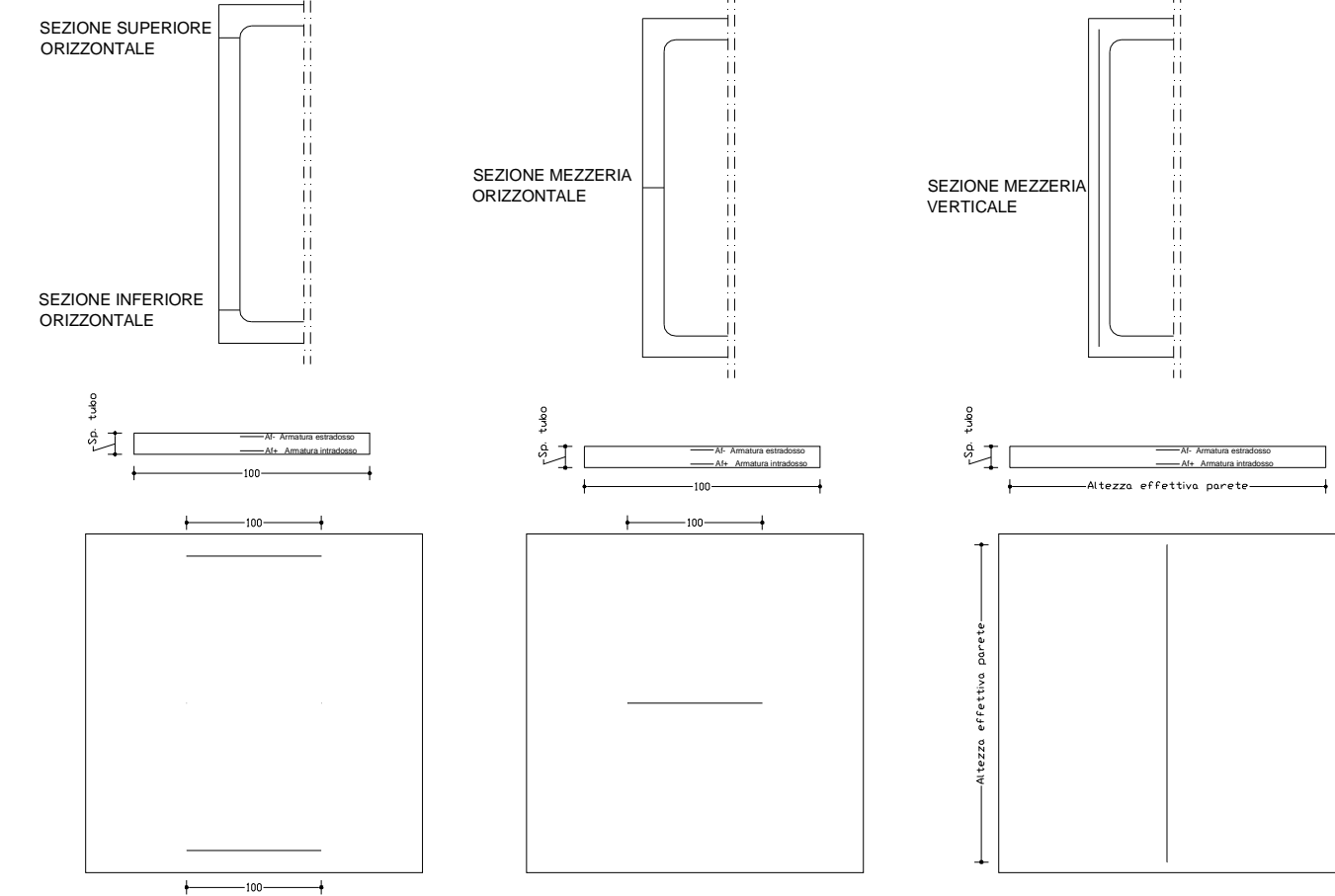
Parete

Valori in daN, cm

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali



Sezione mezzeria/superiore/inferiore orizzontale

$$Af+ = Af- = 5 \phi 10 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 393 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = Af- = 5 \phi 6 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 141 \text{ mm}^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
v 140	15	1.4	1.4	3.3	3.3		3.282	12	-342	-27208	-1123	89310	0	10488
Sezione Inferiore Orizzontale														
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		1.704	12	-12674	-193968	-21598	330547	857	8242
Sezione Superiore Orizzontale														
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		1.519	14	-10036	-195735	-15241	297248	954	8194
Sezione Mezzeria Orizzontale														
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		2.715	23	-11785	-141076	-31996	383028	94	7480

Combinazione rara

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c	
v 140	15	1.4	1.4	3.3	3.3		-15.0	H1	-	-2.45E02	-1.97E04	1119.9	H1	-	-2.45E02	-1.97E04	0.00	3.6	0.0 Cari
Sezione Inferiore Orizzontale																			
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-82.5	Cari	-	-8.91E03	-1.42E05	2228.3	Cari	-	-8.91E03	-1.42E05	0.00	31.1	0.0 Cari
Sezione Superiore Orizzontale																			
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-85.6	H1+H	-	-7.42E03	-1.45E05	2497.6	H1+H	-	-7.42E03	-1.45E05	0.00	32.8	0.0 Cari
Sezione Mezzeria Orizzontale																			
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-62.7	Cari	-	-8.82E03	-1.10E05	1496.8	Cari	-	-8.82E03	-1.10E05	0.00	23.0	0.0 Cari

Combinazione frequente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 140	15	1.4	1.4	3.3	3.3		-11.5	H1+H	-1.92E02	-1.52E04	862.6	H1+H	-1.92E02	-1.52E04	0.00	2.8	0.0	Cari
Sezione Inferiore Orizzontale																		
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-72.4	H2+H	-8.34E03	-1.25E05	1902.1	H2+H	-8.34E03	-1.25E05	0.00	27.1	0.0	Cari
Sezione Superiore Orizzontale																		
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-67.1	H2+H	-7.91E03	-1.16E05	1835.1	H1+H	-5.44E03	-1.06E05	0.00	25.0	0.0	Cari
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-52.9	Cari	-7.21E03	-9.29E04	1285.6	Cari	-7.21E03	-9.29E04	0.00	19.5	0.0	Cari

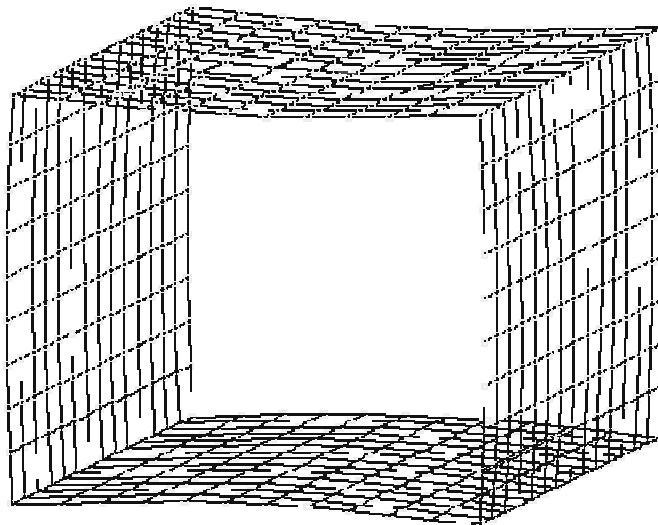
Combinazione quasi permanente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c		
v 140	15	1.4	1.4	3.3	3.3		-8.5	H2	+	-4.19E02	-1.17E04	557.2	H2	+	-4.19E02	-1.17E04	0.00	2.0	0.0 H2	+
Sezione Inferiore Orizzontale																				
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-65.1	H2	+	-7.51E03	-1.12E05	1710.3	H2	+	-7.51E03	-1.12E05	0.00	24.3	0.0 H2	+
Sezione Superiore Orizzontale																				
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-59.6	H2	+	-7.07E03	-1.03E05	1548.2	H2	+	-7.07E03	-1.03E05	0.00	22.3	0.0 H2	+
Sezione Mezzeria Orizzontale																				
o 100	15	3.9	3.9	3.5	3.5		-25.8	H2	+	-7.39E03	-5.13E04	328.6	H2	+	-7.39E03	-5.13E04	0.00	8.6	0.0 H2	+

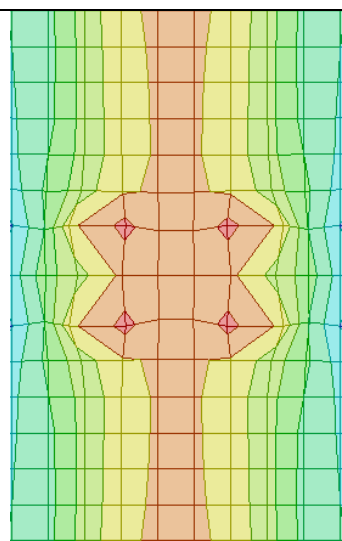
## DEFORMATA

DEFORMATA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO CON RINTERRO MAGGIORE

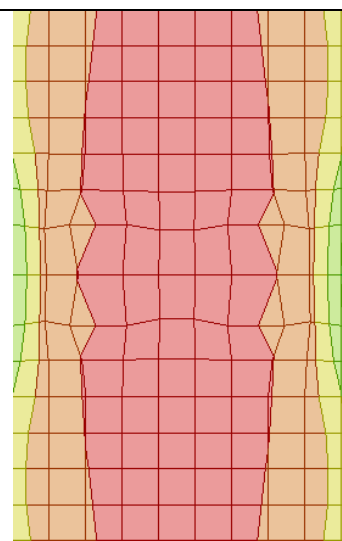


**DIAGRAMMI DI INVILUPPO (SLU) DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI**

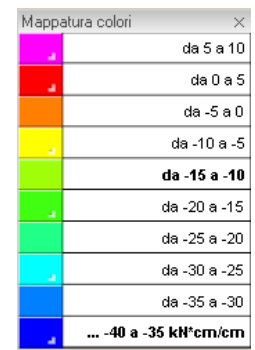
**SOLETTA SUPERIORE**



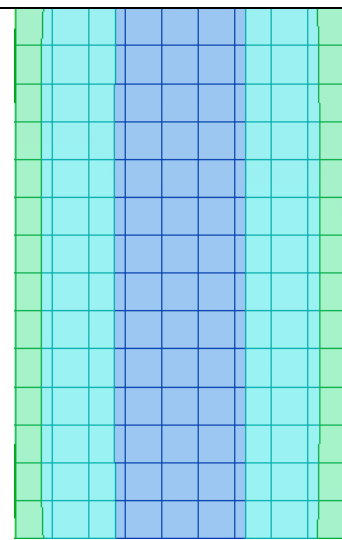
**SOLLECITAZIONI MASSIME**



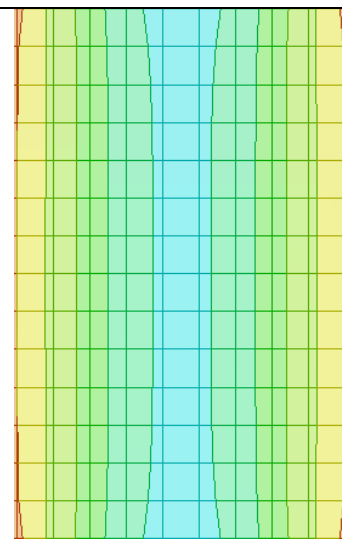
**SOLLECITAZIONI MINIME**



**SOLETTA INFERIORE**



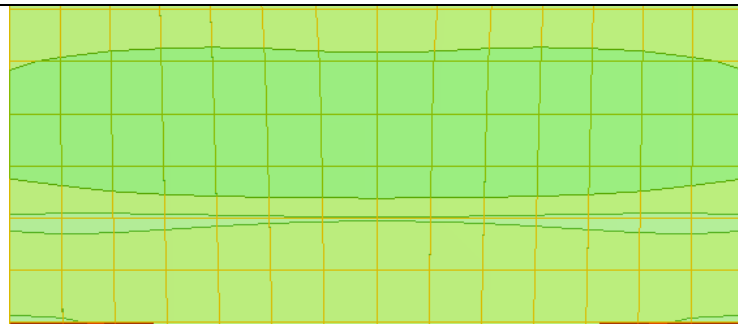
**SOLLECITAZIONI MASSIME**



**SOLLECITAZIONI MINIME**



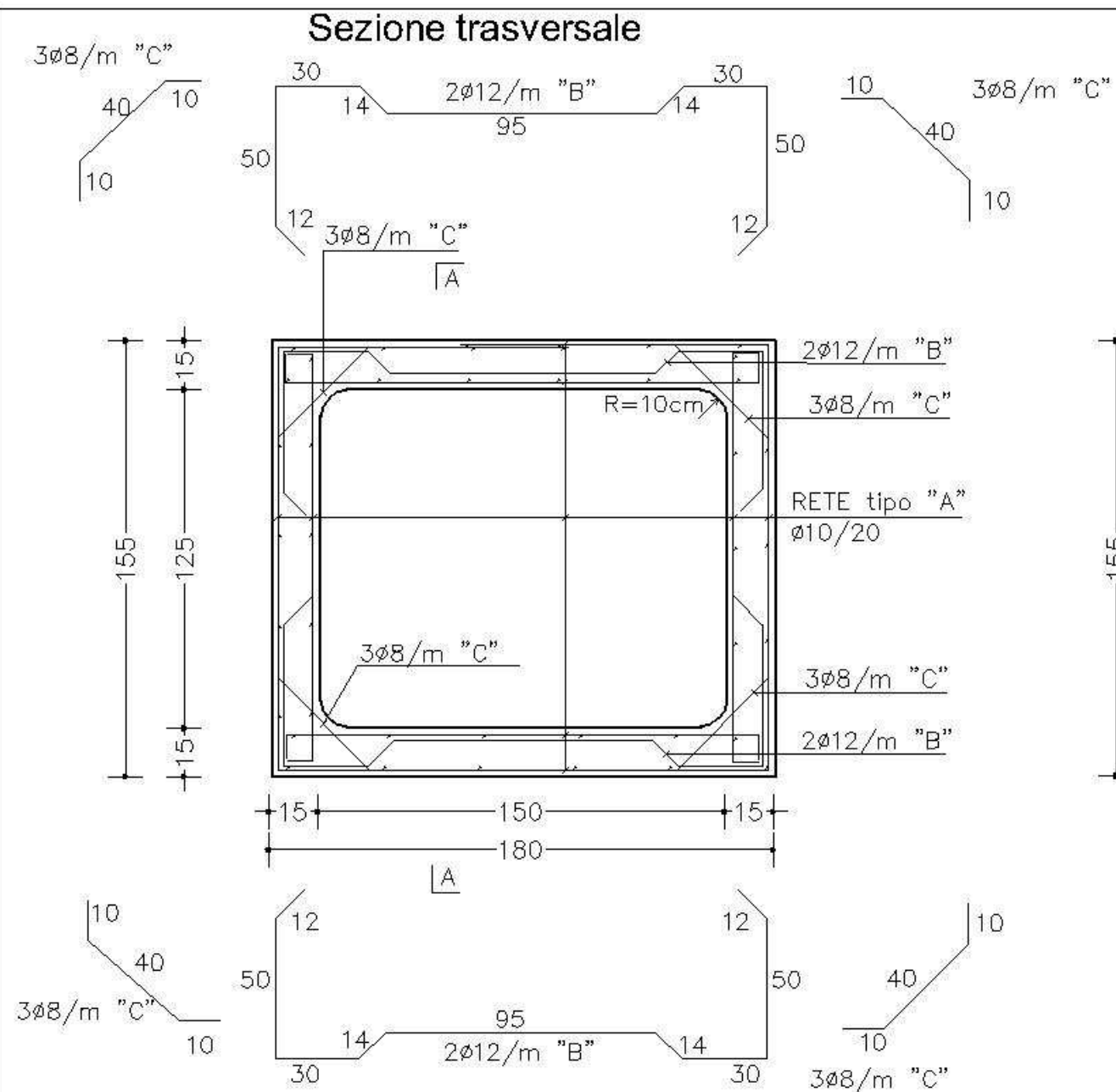
**PARETE**



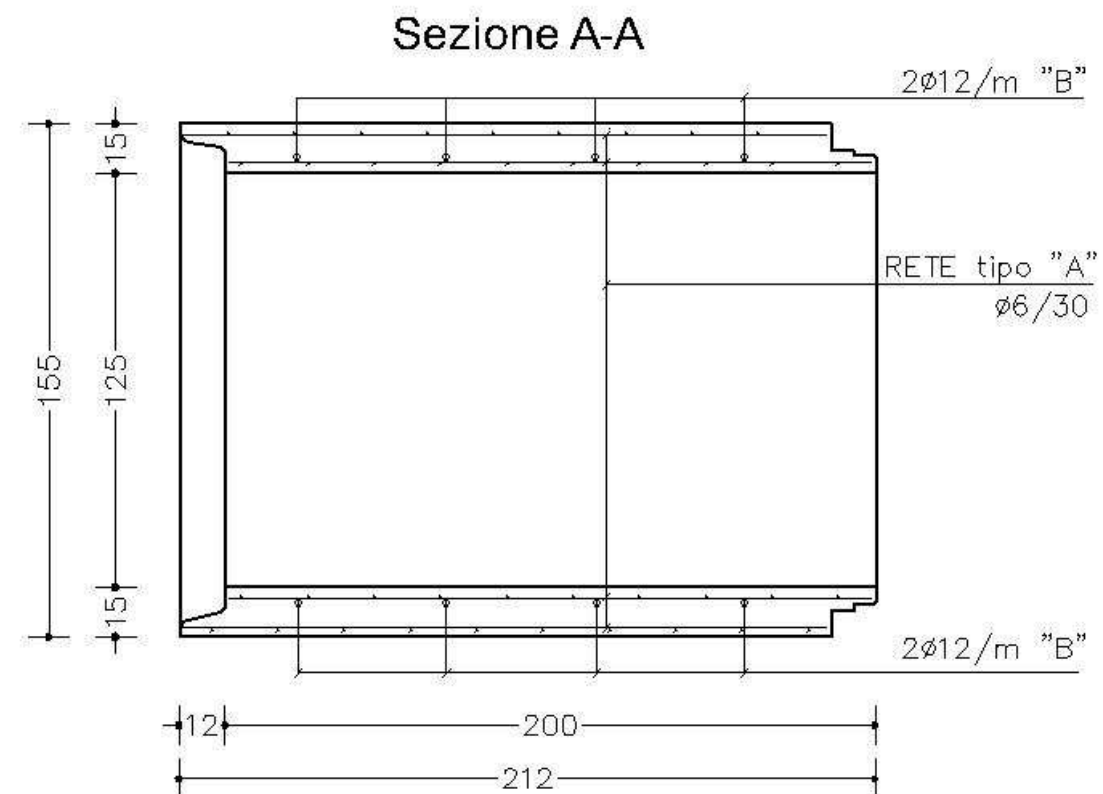
**SOLLECITAZIONI MASSIME**



## **DISEGNI ESECUTIVI**



SCALA SEZIONI  
0 25 50 cm



## PRESCRIZIONI

- CALCESTRUZZO: C40/50
- ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- DISTANZIATORI: 606/m<sup>2</sup>
- CARICO MOBILE: Mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1a cat.
- RETI CONTINUE ELETTRISALDATE: tipo "A" - Ø10/20 x Ø6/30  
(Giunzioni per sovrapposizione e saldatura in conformità alla normativa vigente)
- COPRIFERRO: c = 3 cm
- RINTERRO MINIMO: H<sub>min</sub> = 10 cm
- RINTERRO MASSIMO: H<sub>max</sub> = 450 cm

TUBO RETTANGOLARE tipo 150x125x15 cm - TAVOLA UNICA

#### 4.4 TOMBINO ESISTENTE

Il tombino esistente è completamente demolito e rimosso, nel rispetto delle linee interferenti esistenti.



Viste del tombino



## **5 CONCLUSIONI**

Gli interventi previsti sono verificati in base alla normativa vigente ed ai materiali adottati.

(I tabulati di calcolo sono disponibili presso STIGEA S.r.l. Bologna, Via Irnerio n.10)