

BORGATA DI COIMO DRUOGNO (VB)

REALIZZAZIONE COLLEGAMENTO PEDONALE, PIAZZETTA E ANNESSO LOCALE DEPOSITO AUTORIMESSA

Relazione di calcolo delle strutture

REV.01

Progettista esecutivo strutture

Dott. Ing. Valeria Lazzari

Studio Lazzari Associati s.r.l.

Via Borsieri, 28

Milano



Ottobre 2017

INDICE

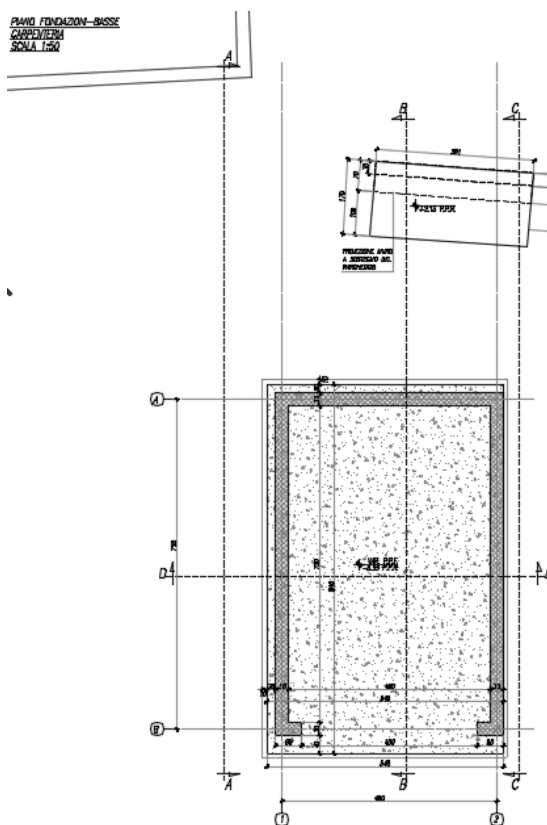
1	GENERALITÀ	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5	ANALISI DEI CARICHI	10
5.1	AZIONE DELLA NEVE	11
5.2	AZIONE DEL VENTO	12
5.3	AZIONE SISMICA	13
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO DI PROGETTO	15
6	CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA	16
7	VERIFICA SCATOLA AUTORIMESSA	17
7.1	CALCOLO DELLE AZIONI ORIZZONTALI SUI MURI CONTRO TERRA	17
7.1.1	SPINTE STATICHE	17
7.1.2	SPINTA SISMICA SUL MURO (METODO DI WOOD)	18
7.2	MODELLO DI CALCOLO	20
7.3	PRESSIONI SUL TERRENO	25
7.4	VERIFICA PLATEA	27
7.5	VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA	30
7.6	VERIFICA MURO	33
8	VERIFICA MURO CONTROTERRA	36

1 GENERALITÀ

La presente relazione descrive e verifica la realizzazione di un collegamento pedonale, piazzetta e annesso locale deposito autorimessa nella Borgata di Coimo (Druogno – VB).

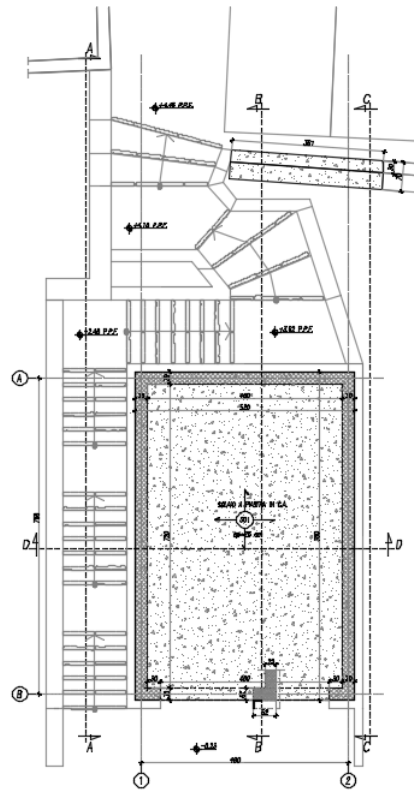
L'intervento consiste nella realizzazione di un locale autorimessa interrato su tre lati, di dimensioni in pianta 5.20mx7.80m e di altezza pari a 4.20m. a lato dell'autorimessa sarà realizzata una scala che permette l'accesso alla copertura della autorimessa per la realizzazione della piazzetta. Inoltre sarà realizzato un muro controterra in c.a. a sostegno di un parcheggio

Nel seguito si riportano le carpenterie dei manufatti da realizzare.



Pianta fondazioni

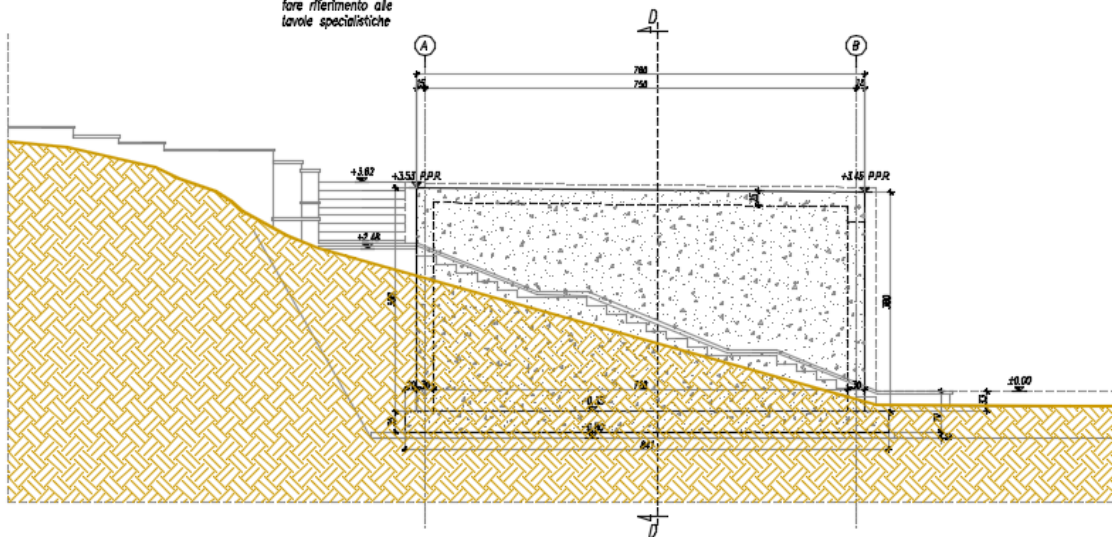
PIANO COPERTURA-DEPOSITO
CARPENTERIA
SCALA 1:50



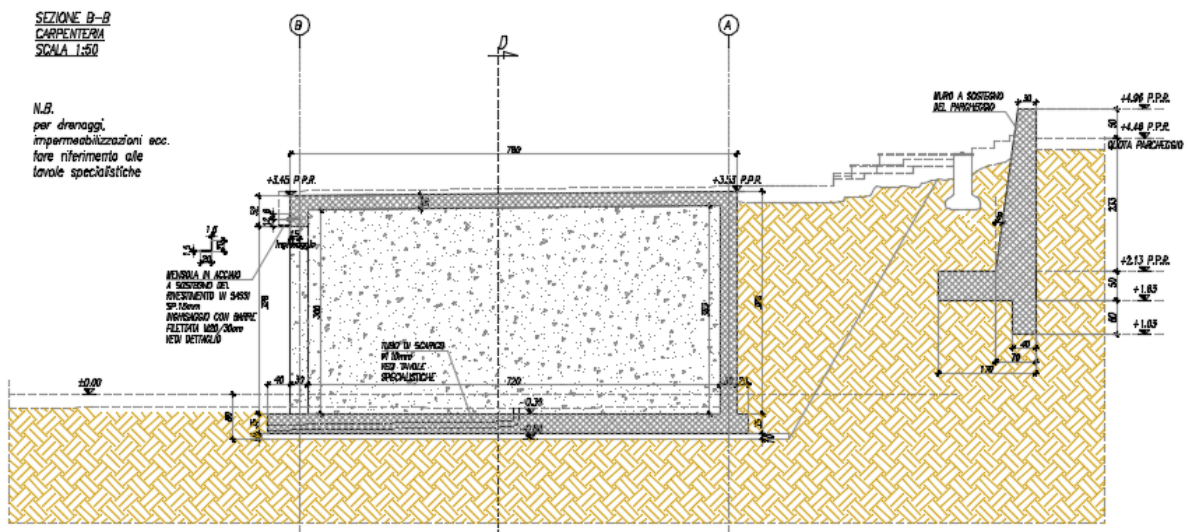
Pianta piano copertura

SEZIONE A-A
CARPENTERIA
SCALA 1:50

N.B.
per drenaggi,
impermeabilizzazioni ecc.
fare riferimento alle
tavole specialistiche



Sezione A-A: carpenteria



Sezione B-B: carpenteria

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le operazioni di dimensionamento e verifica sono conformi alla Normativa vigente, in particolare:

- ✓ D.M. 14/01/08: *"Norme tecniche per le Costruzioni"*;
- ✓ Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;
- ✓ Eurocodice 2 (2005) – UNI ENV 1992-1-1 *"Progettazione delle strutture di calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici"*.

3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Si impiegano i seguenti parametri ricavati dalla relazione geologica –geotecnica dello Studio Geologico Epifani Dr. Fulvio a firma del Dott. Geol. Fulvio Epifani.

Strato superficiale

- Peso specifico $\gamma_{terr} = 1700 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\phi=26.5^\circ$

Strato profondo

- Peso specifico $\gamma_{terr} = 1800 \text{ daN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\phi=34.8^\circ$
- Categoria di sottosuolo E
- Coefficiente di sottofondo $k= 5.5 \text{ daN/cm}^3$

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali conformi alla Norma UNI EN 206-1 e istruzioni UNI 11104

Calcestruzzo per sottofondazioni:

Classe di resistenza a compressione $f_{ck,cube}$ (R_{ck})	15 N/mm ² C12/15
Classe di esposizione	X0
Classe di consistenza	S3
Dimensione massima aggregati	30 mm

Calcestruzzo per fondazioni:

Classe di resistenza a compressione $f_{ck,cube}$ (R_{ck})	40 N/mm ² C32/40
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Massimo rapporto a/c	0.50
Minimo contenuto in cemento (kg/mc)	300
Dimensione massima aggregati	30 mm

Calcestruzzo per elevazioni:

Classe di resistenza a compressione $f_{ck,cube}$ (R_{ck})	40 N/mm ² C32/40
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Massimo rapporto a/c	0.50
Minimo contenuto in cemento (kg/mc)	300
Dimensione massima aggregati	30 mm

Calcestruzzo per solai:

Classe di resistenza a compressione $f_{ck,cube}$ (R_{ck})	40 N/mm ² C32/40
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Massimo rapporto a/c	0.50
Minimo contenuto in cemento (kg/mc)	300
Dimensione massima aggregati	30 mm

Acciaio per armature

Acciaio B 450C

Carpenteria metallica

S275

Bulloni classe 8.8

Saldature I classe

5 ANALISI DEI CARICHI

Per l'intervento in oggetto sono stati considerati i seguenti carichi, oltre ai pesi propri degli elementi strutturali:

Piano terra

Permanenti portati	250	daN/m ²
Variabili	<u>500</u>	<u>daN/m²</u>
Totale	750	daN/m ²

Piano copertura

Permanenti portati	500	daN/m ²
Variabili	<u>500</u>	<u>daN/m²</u>
Totale	1000	daN/m ²

Rampa scale

Permanenti portati	500	daN/m ²
Variabili	<u>500</u>	<u>daN/m²</u>
Totale	1000	daN/m ²

Piano parcheggio

Variabili	500	daN/m ²
-----------	-----	--------------------

Azione del terreno

Si considera $\gamma=1800 \text{ daN/m}^3$

5.1 Azione della neve

Con riferimento a quanto disposto dalla normativa vigente in materia di carichi da neve sulle strutture e con riferimento alla località su cui sarà realizzato l'intervento si ottiene:

Località	Coimo - (VB)
a_s altitudine sul livello del mare	817 m
Zona	I
q_{sk} (carico caratt. della neve al suolo)	3.14 kN/mq
C_E (coefficiente di esposizione)	1
α (inclinazione della falda)	0°
μ (coeff. Di forma)	0.8
q_s (carico della neve in copertura)	2.51 kN/mq

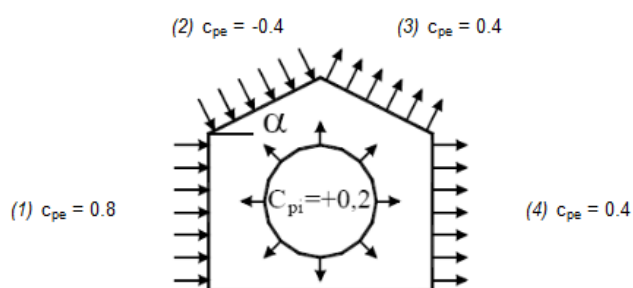
5.2 Azione del vento

Per la determinazione della pressione si fa riferimento al § 3.3 delle Norme Tecniche 2008.

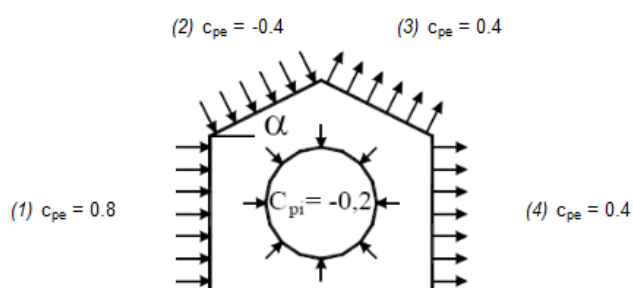
Di seguito si riportano i parametri progettuali per il calcolo delle pressioni del vento:

Localita'	Borgata di Coimo (Druogno – VB)
Zona	1
Classe di rugosità	C
Classe di esposizione	IV
a_s	817 s.l.m.
H	+4.00 m
$p(+)$ ($c_{pe}=0.8$)	0.511 kN/m ²
$p(-)$ ($c_{pe}=0.4$)	0.256 kN/m ²

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.511
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.256
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.256
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.256



(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.511
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.256
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.256
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.256



5.3 Azione sismica

La struttura è sita nella Borgata di Coimo, frazione del Comune di Druogno.

La risposta sismica è stata valutata considerando i seguenti dati:

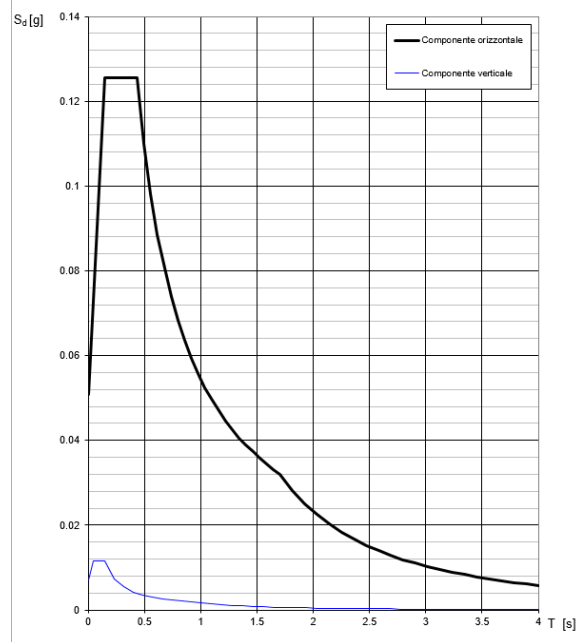
Vita nominale opera V_N (anni)	:	50
Classe d'uso	:	II
Profilo stratigrafico terreno	:	E
categoria topografica	:	T2
periodo di riferimento V_R (anni)	:	50

Sono quindi determinati gli spettri di risposta elastica relativi agli stati limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di danneggiamento (SLD):

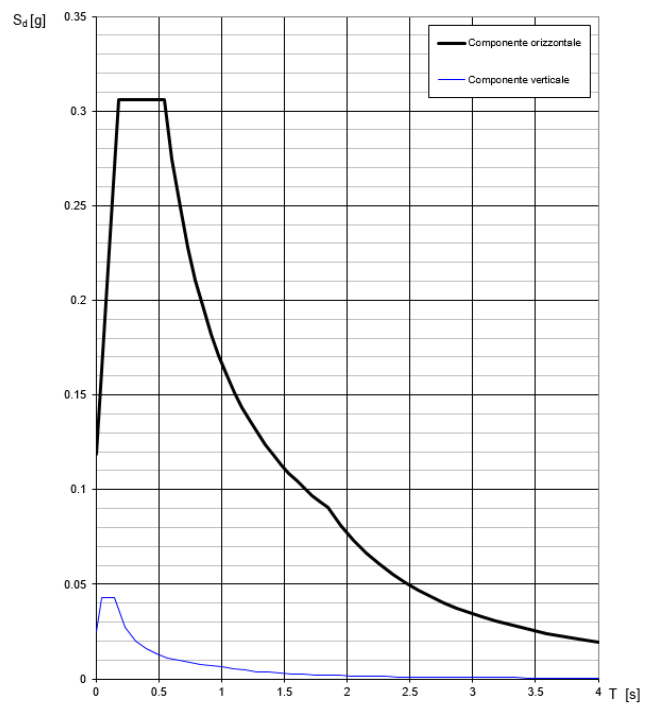
	SLV	SLD
T_R [anni]	475	50
a_g [g]	0.062g	0.027g
F_0 [-]	2.574	2.465
T_c [s]	0.289	0.198

Nel seguito si riportano gli spettri di risposta elastici.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



5.4 Combinazioni di carico di progetto

Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU):

$$q^d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1	peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G_2	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
Q_k	valore caratteristico delle azioni variabili
$\gamma_{G1} = 1.3$	coefficiente parziale del peso proprio strutturale
$\gamma_{G2} = 1.3$	coefficiente parziale del peso proprio non strutturale
$\gamma_{Qi} = 1.5$	coefficiente parziale delle azioni variabili
ψ_{ij}	coefficiente di combinazione

Stati limite d'esercizio (combinazione rara):

$$q^d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

in cui i simboli utilizzati hanno lo stesso significato definito per gli SLU.

In presenza di sisma (stati limite ultimo e di esercizio):

$$q^d = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame

Gli altri simboli utilizzati hanno lo stesso significato definito per gli SLU

6 CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA

Nelle operazioni di dimensionamento e di verifica ci si è attenuti ai principi generali della Scienza delle Costruzioni.

Sono stati verificati tutti gli elementi strutturali secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

7 VERIFICA SCATOLA AUTORIMESSA

In questa sezione viene considerata una sezione trasversale tipica per la verifica della platea di fondazione, dei muri controterra e del solaio di copertura.

7.1 Calcolo delle azioni orizzontali sui muri contro terra

Le spinte orizzontali sul muro sono di tre tipologie: spinta statica dovuta al terreno; spinta dovuta al sovraccarico; spinta sismica.

7.1.1 Spinte statiche

Parametri terreno:

$$H_{\text{muro}} = 4.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{terr}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Angolo di attrito interno } \phi = 34.8^\circ$$

$$K_0 = 0.5 \text{ (coefficiente di spinta a riposo)}$$

$$\nu = 0.25$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ carico accidentale}$$

$$g = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ carico permanente portato}$$

$$Q = q + g = 10 \text{ kN/m}^2$$

Per la distribuzione delle spinte in condizioni statiche coerentemente al fatto che il muro è considerato praticamente indeformabile, la spinta del terrapieno, da considerare come carico permanente G , è calcolata in condizioni di spinta a riposo

$$\sigma_{hG}(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (z = \text{profondità dal piano di campagna})$$

$$\sigma_{hG} = 0.5 \times 18 \times 4.00 = \quad \mathbf{36 \text{ kN/m}^2} \quad z = 4.00 \text{ m}$$

$$\sigma_{hG} = 0.5 \times 18 \times 0.0 = \quad \mathbf{0.0 \text{ kN/m}^2} \quad z = 0.00 \text{ m}$$

Ipotizzando poi che il sovraccarico produca effetti assimilabili a quelli indotti da un sovraccarico uniformemente distribuito in un mezzo elastico in condizioni di stato piano di deformazione, la componente Q della spinta può essere calcolata come:

$$\sigma_{hQ}(z) = (\nu/(1-\nu)) \cdot q$$

$\sigma_{hQ}(z) = 0.33 \times 10 = 3.30 \text{ kN/m}^2$ carico uniformemente distribuito su tutta l'altezza della parete

7.1.2 Spinta sismica sul muro (metodo di Wood)

La spinta sismica del terreno sulla parete interrata è stata valutata con il metodo di Wood che fornisce la spinta sismica su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizione statiche, sia durante il sisma.

In situazione di manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi (per una parete di sviluppo unitario) è data dall'espressione

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \times S \times \gamma \times H^2 = E$$

Con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme pari a

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \times S \times \gamma \times H$$

Considerando un terreno tipo C il coefficiente di amplificazione sismica da adottare è pari a S = 1.50.

$\sigma_{h,E}(z) = (0.062 \times 1.50 \times 18 \times 4.00) = 6.70 \text{ kN/m}^2$ carico uniformemente distribuito su tutta l'altezza della parete

Nelle verifiche delle strutture si considererà la combinazione SLU statica e la combinazione sismica.

RIASSUMENDO le tre componenti G , Q , ed E sono:

METODO DI WOOD:

$$G_{\text{TERRENO}} = 36.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$E = 6.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi^\circ = 34.8^\circ$$

$$K_0 = 0.50$$

$$\gamma_t = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$z = 4 \text{ m}$$

$$u = 0.25$$

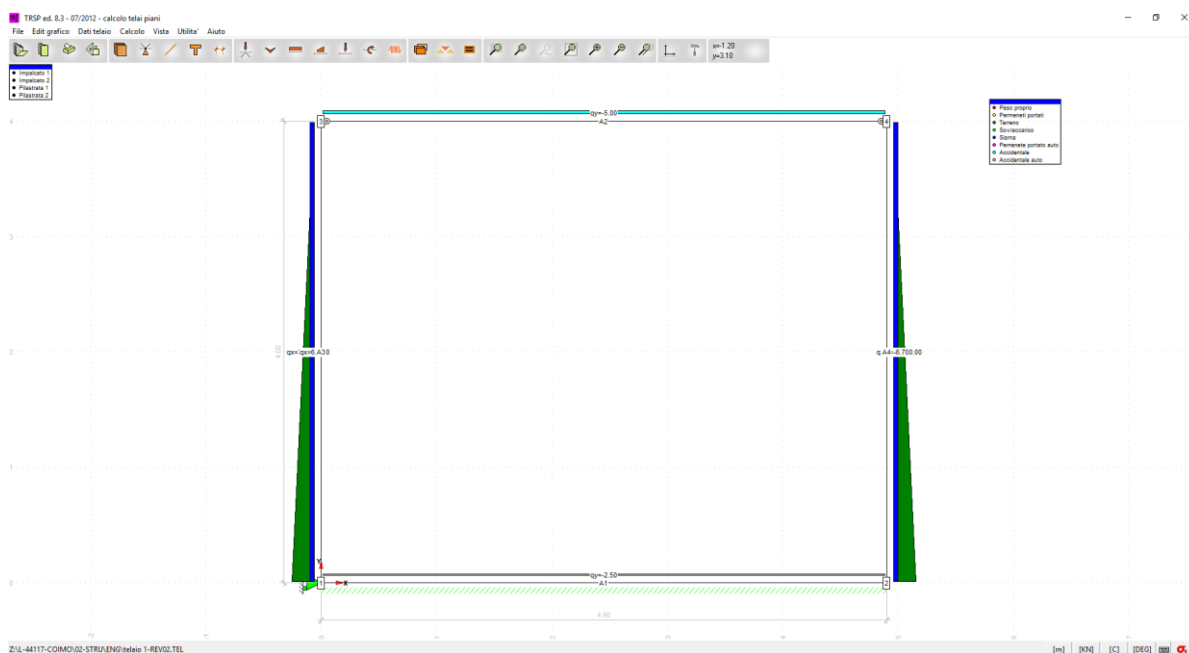
$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$a_g/g = 0.062$$

$$S = 1.5$$

7.2 Modello di calcolo

La sezione tipica del piano interrato è stata schematizzata con un telaio piano di profondità unitaria mediante il modulo TRSP 8.31 del codice di calcolo Eng prodotto dalla SIGMAc software.



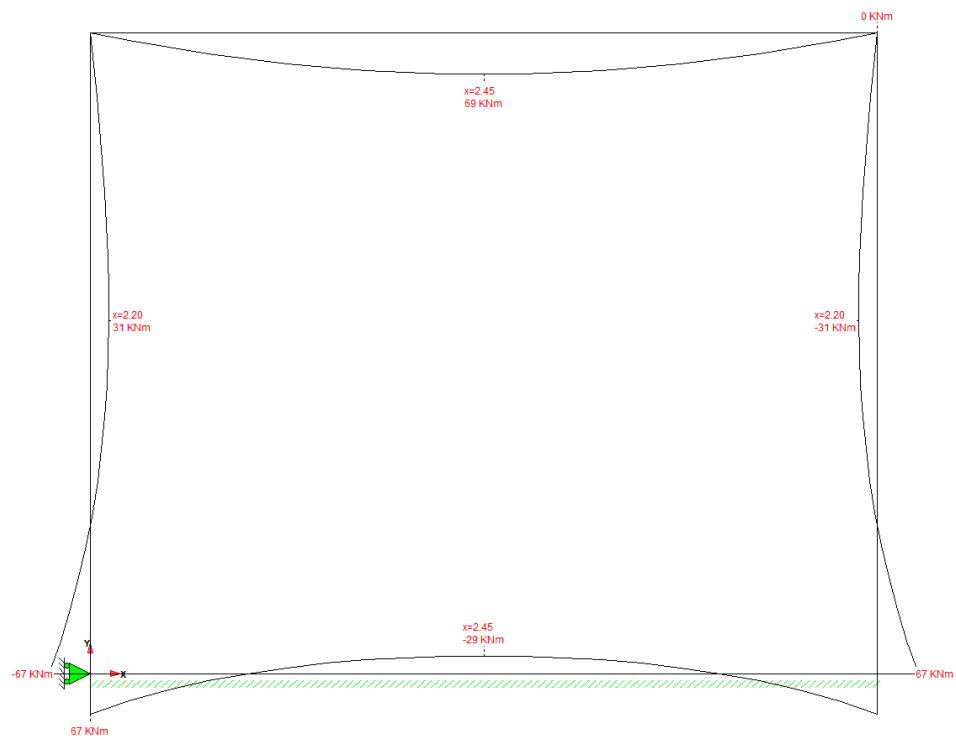
I carichi applicati sul solaio e sulla platea sono:

carico permanente: **2.50 kN/m**

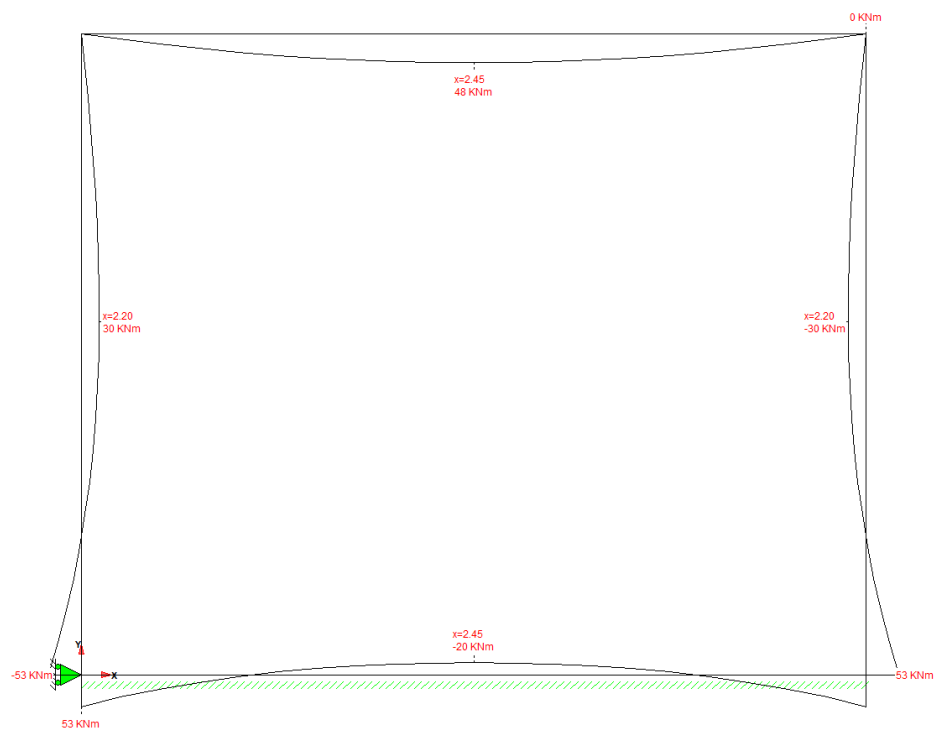
carico accidentale: **5.00 kN/m**

Sui muri sono state applicate le spinte orizzontali trattate nei precedenti paragrafi e il carico permanente e variabile in sommità.

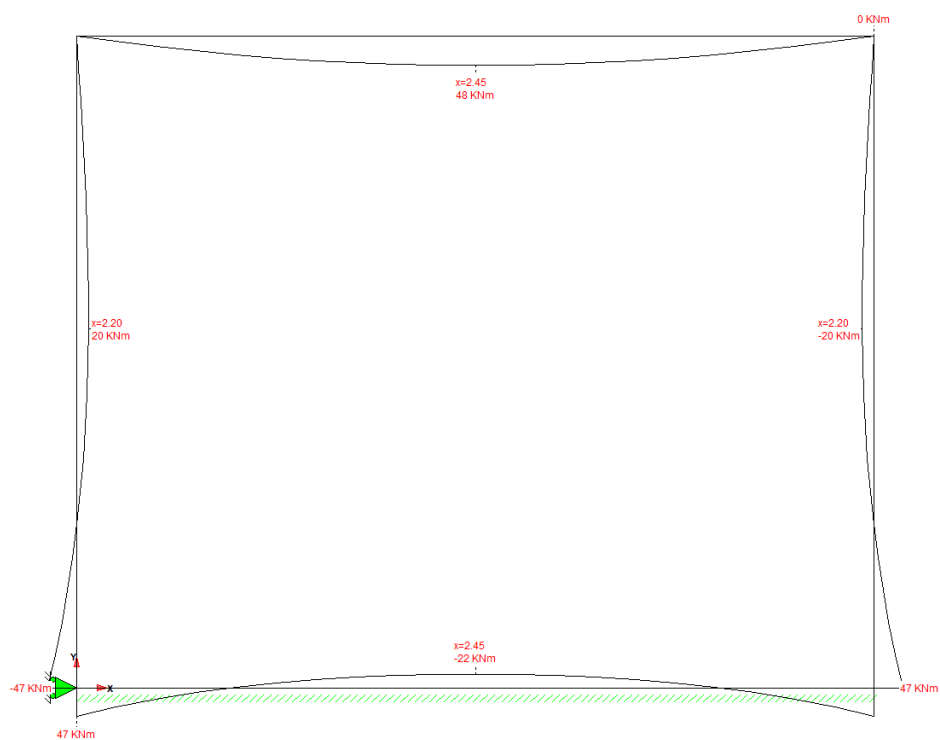
Il telaio possiede le stesse caratteristiche di geometria e materiali considerate nel progetto e la costante di sottofondo adottata per il terreno è pari, a favore di sicurezza, a 5.5 daN/cm^3 .



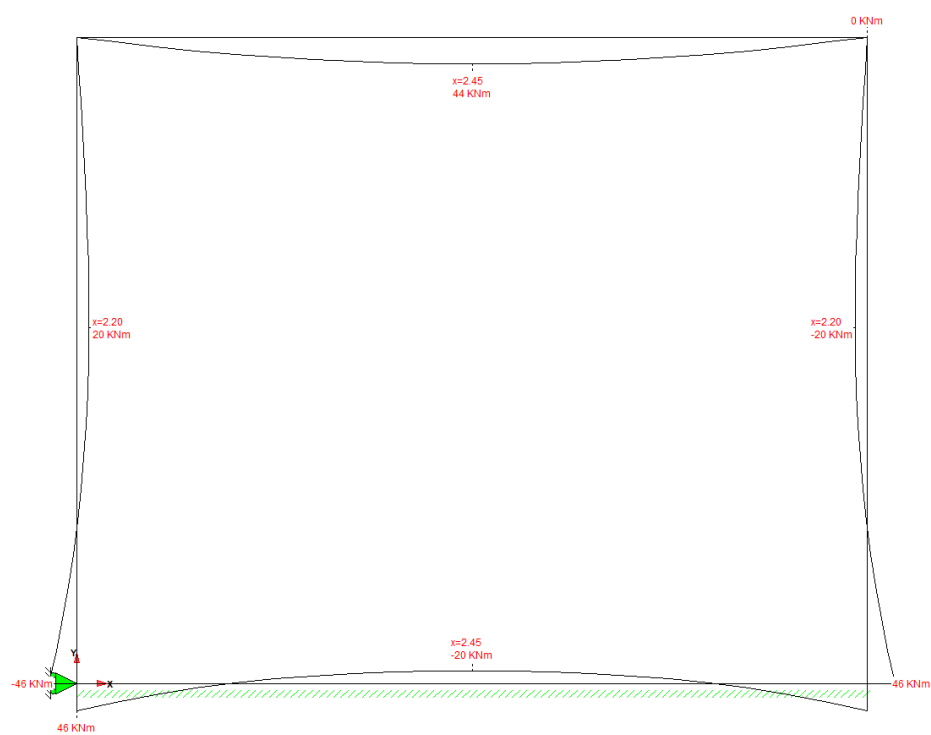
Combinazione agli SLU - M [kNm]



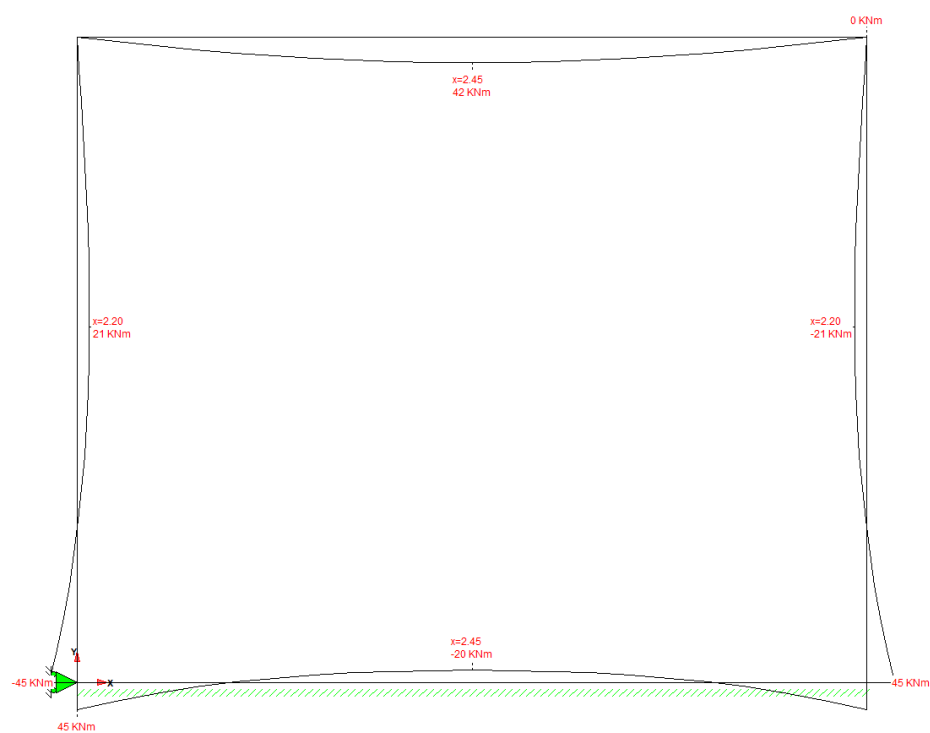
Combinazione sismiche - M [kNm]



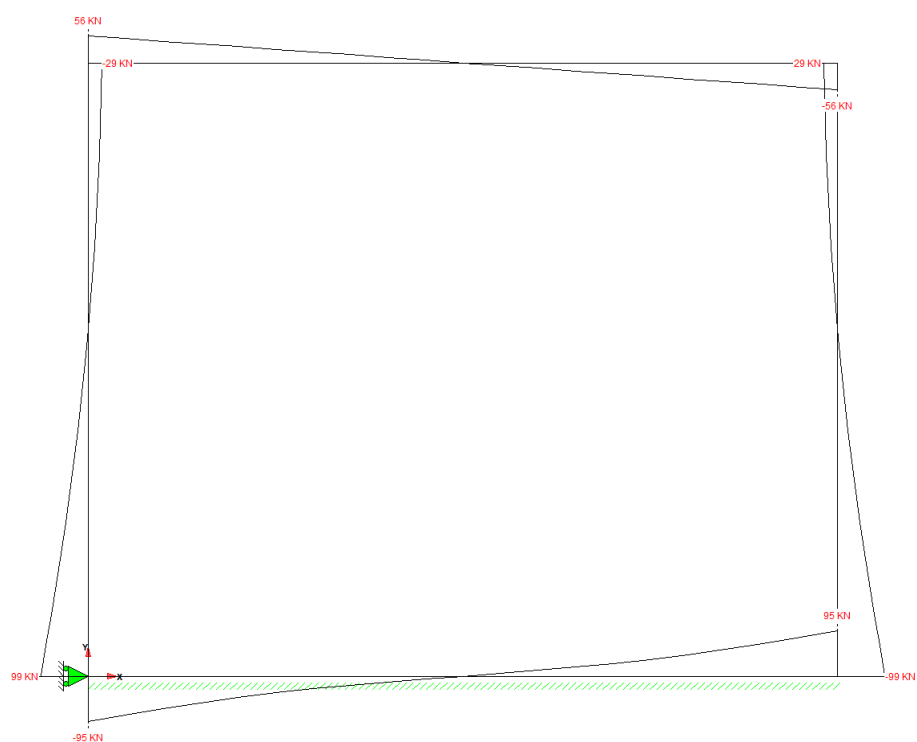
Combinazione SLE RARA - M [kNm]



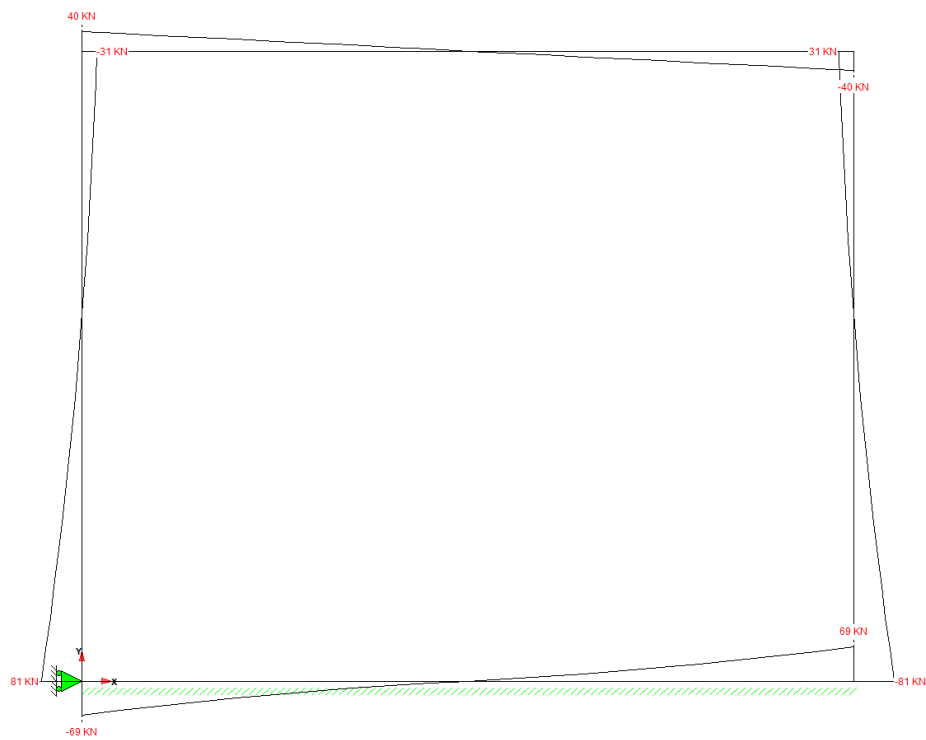
Combinazione frequente - M [kNm]



Combinazione quasi permanente - M [kNm]



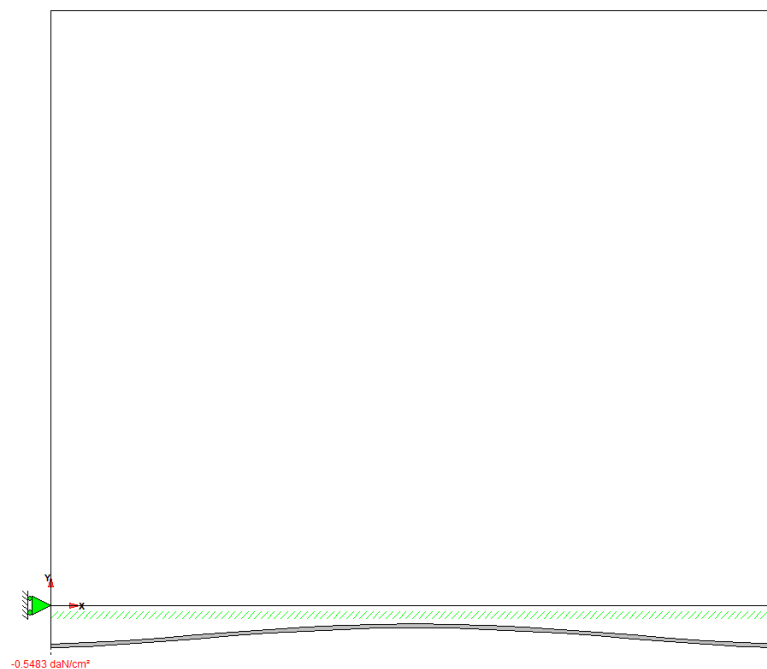
Involuppo del taglio agli SLU - V [kN]



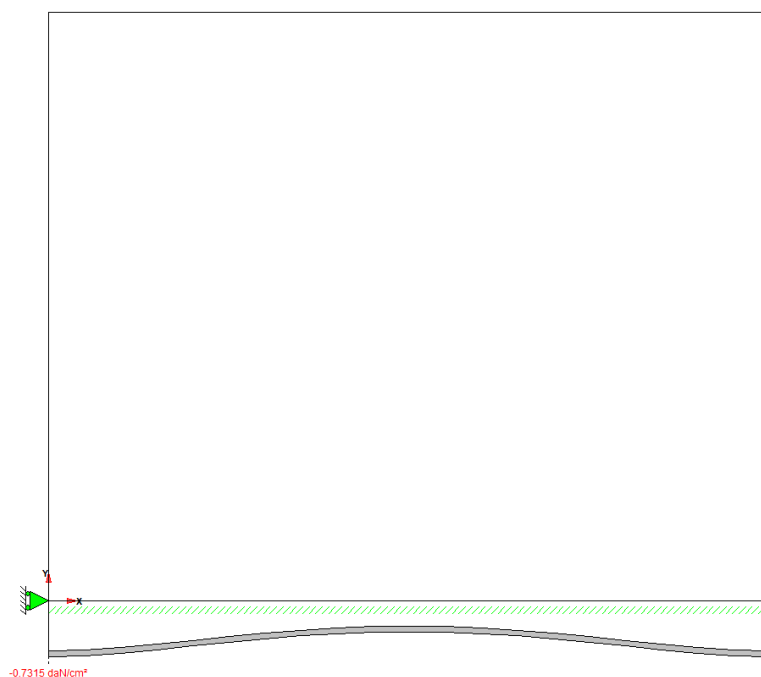
Inviluppo del taglio combinazioni sismiche - V [kN]

7.3 Pressioni sul terreno

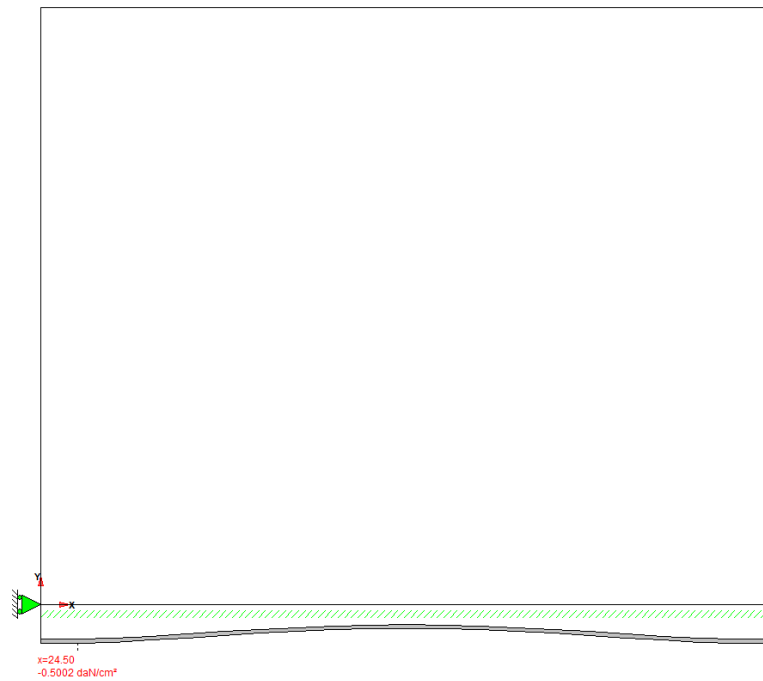
Nel seguito si riportano le pressioni sul terreno nella combinazione di carico SLE e SLU



Pressione sul terreno agli SLE - $\sigma_{\max} = 0.55 \text{ daN/cm}^2$



Pressione sul terreno agli SLU - $\sigma_{\max} = 0.73 \text{ daN/cm}^2$



Pressione sul terreno combinazioni sismiche - $\sigma_{\max} = 0.50 \text{ daN/cm}^2$

7.4 Verifica platea

Nel seguito si riporta la verifica sezionale della platea

Le sollecitazioni maggiori si ottengono nelle combinazioni statiche SLU

$$M_{Ed,SLU}=67 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,RARA}=47 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,FREQ}=46 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,QP}=45 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,SLU}=95 \text{ kN}$$

La sezione risulta armata con (1+1) ϕ 14/20

Geometria sezione**Dettaglio armature (al metro)**

		numero	Ø [mm]	d [cm]
		5	14	5
		5	14	29
Altezza sezione	35 cm	0	0	30
		0	0	0
		0	0	0
		0	0	0

Calcestruzzo

Resistenza caratteristica	R_{ck}	42.0 MPa
Resistenza di progetto	f_{cd}	19.75 MPa

Acciaio

Tensione di snervamento	f_{yk}	450 MPa
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 MPa

Momento SLU	m_{slu}	67.07 kNm/m
Momento SLE c. rara	m_{rara}	47.00 kNm/m
Momento SLE q. permanente	m_{qp}	46.06 kNm/m

SLU - Flessione

Momento sollecitante	m_{sd}	67.07 kNm/m
Momento resistente	m_{rd}	91.88 kNm/m
Coefficiente di sicurezza	δ	1.37
Profondità asse neutro	x/d	0.11
Deformazione massima cls	$\epsilon_{c,max}$	-3.50 ‰
Deformazione massima acc	$\epsilon_{s,max}$	27.13 ‰

SLE - Tensioni (c. rara)

Posizione asse neutro	x	68 mm
Momento d'inerzia (stadio II)	J_{ld}	6.775E+08 mm ⁴
Massima compressione	$\sigma_{c,max}$	4.75 MPa
Massima trazione	$\sigma_{s,max}$	240.91 MPa

SLE - Fessurazione (c. quasi permanente)

Massima compressione	$\sigma_{c,max}$	4.65 MPa
Massima trazione	$\sigma_{s,max}$	236.09 MPa
Deformazione media	ϵ_{sm}	0.14 ‰
Spaziatura media fessure	s_{rm}	323 mm
Apertura caratteristica fessure	w_k	0.08 mm

Sollecitazioni resistenti taglianti

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \text{ (Elemento privo di armatura a taglio)}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad \text{(Rottura armatura trasversale)}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad \text{(Rottura bielle compresse)}$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale

s: interasse tra 2 armature trasversali consecutive

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

Calcestruzzo:	θ	b_w
	45.00	1.00

Comb	d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1	0.25	1.894	0.001	0.003	346.39	1.018
2	0.25	1.894	0.001	0.003	346.39	1.018
3	0.25	1.894	0.001	0.003	285.00	1.015
4	0.25	1.894	0.001	0.003	285.00	1.015

Comb	Descrizione	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
1	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 1	144	0	0
2	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 2	144	0	0
3	SLU Sismiche (collasso) combinazione 1	142	0	0
4	SLU Sismiche (collasso) combinazione 2	142	0	0

7.5 Verifica solaio di copertura

Nel seguito si riporta la verifica sezionale del solaio di copertura.

Le sollecitazioni maggiori si ottengono nelle combinazioni statiche SLU

$$M_{Ed,SLU}=69\text{kNm}$$

$$M_{Ed,RARA}=48\text{kNm}$$

$$M_{Ed,FREQ}=44\text{kNm}$$

$$M_{Ed,QP}=42\text{kNm}$$

$$V_{Ed,SLU}=56\text{kN}$$

La sezione risulta armata con (1+1) ϕ 12/20 inferiori e 1 ϕ 12/20 superiori.

Geometria sezione**Dettaglio armature (al metro)**

		numero	Ø [mm]	d [cm]
		5	12	4
		5	12	20
Altezza sezione	25 cm	5	12	20
		0	0	0
		0	0	0
		0	0	0

Calcestruzzo

Resistenza caratteristica	R_{ck}	40.0 MPa
Resistenza di progetto	f_{cd}	18.81 MPa

Acciaio

Tensione di snervamento	f_{yk}	450 MPa
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 MPa

Momento SLU	m_{slu}	69.12 kNm/m
Momento SLE c. rara	m_{rara}	48.00 kNm/m
Momento SLE q. permanente	m_{qp}	42.00 kNm/m

SLU - Flessione

Momento sollecitante	m_{sd}	69.12 kNm/m
Momento resistente	m_{Rd}	84.16 kNm/m
Coefficiente di sicurezza	δ	1.22
Profondità asse neutro	x/d	0.17
Deformazione massima cls	$\epsilon_{c,max}$	-3.50 ‰
Deformazione massima acc	$\epsilon_{s,max}$	17.20 ‰

SLE - Tensioni (c. rara)

Posizione asse neutro	x	65 mm
Momento d'inerzia (stadio II)	J_{ld}	4.060E+08 mm ⁴
Massima compressione	$\sigma_{c,max}$	7.64 MPa
Massima trazione	$\sigma_{s,max}$	240.08 MPa

SLE - Fessurazione (c. quasi permanente)

Massima compressione	$\sigma_{c,max}$	6.68 MPa
Massima trazione	$\sigma_{s,max}$	210.07 MPa
Deformazione media	ϵ_{sm}	0.76 ‰
Spaziatura media fessure	s_{rm}	183 mm
Apertura caratteristica fessure	w_k	0.24 mm

Sollecitazioni resistenti taglianti

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \text{ (Elemento privo di armatura a taglio)}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad \text{(Rottura armatura trasversale)}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad \text{(Rottura bielle compresse)}$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale

s: interasse tra 2 armature trasversali consecutive

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

Calcestruzzo:	θ	b_w
	45.00	1.00

Comb	d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1	0.20	2.000	0.001	0.003	119.53	1.006
2	0.20	2.000	0.001	0.003	119.53	1.006
3	0.20	2.000	0.001	0.003	127.92	1.007
4	0.20	2.000	0.001	0.003	127.92	1.007

Comb	Descrizione	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
1	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 1	118	0	0
2	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 2	118	0	0
3	SLU Sismiche (collasso) combinazione 1	118	0	0
4	SLU Sismiche (collasso) combinazione 2	118	0	0

7.6 Verifica muro

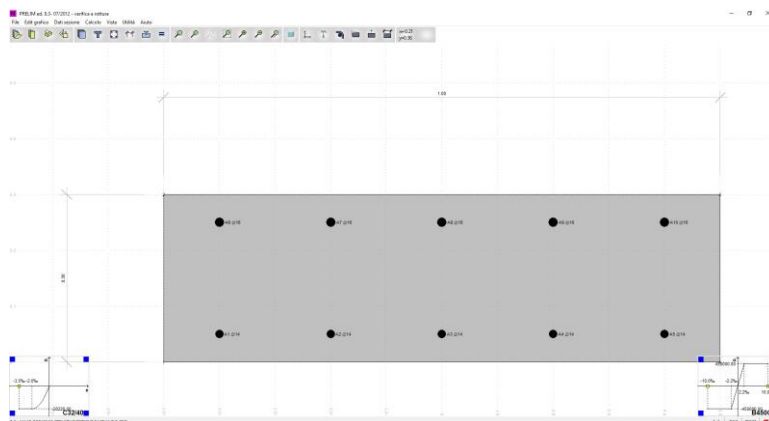
Nel seguito si riporta la verifica sezionale del muro.

Le sollecitazioni maggiori si ottengono nelle combinazioni statiche SLU

$M_{Ed,SLU}=67\text{kNm}$

$V_{Ed,SLU}=99\text{kN}$

La sezione risulta armata con 1 ϕ 16/20 lato terra e 1 ϕ 14/20 lato interno autorimessa.



Dati generali

PRELIM ed. 8.3- 07/2012 procedure LIMD,LIMP 6.0 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: m Forze: KN Angoli: DEG

Normativa di calcolo

Viene fatto riferimento alla normativa : DM 14/01/2008

Dati dei materiali

Sezione: C32/40

Armature: B450C

VERIFICHE AGLI SLU**Sollecitazioni di progetto**

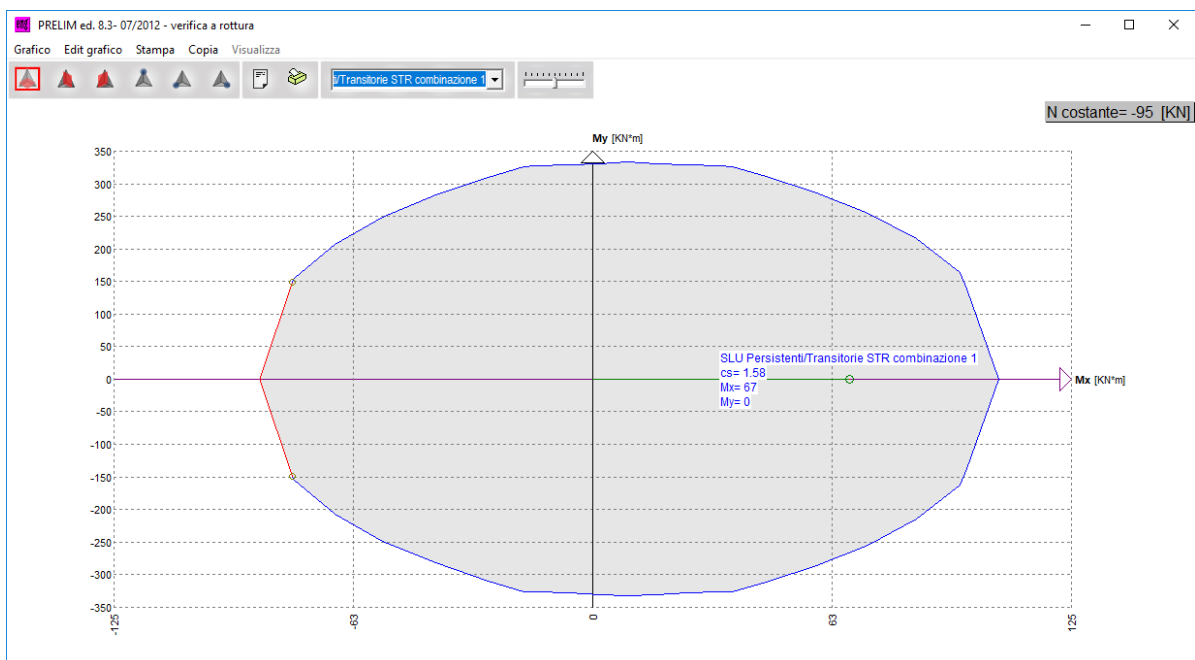
Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 1	-95	0.00	0.00	67	0
2	SLU Sismiche (collasso) combinazione 1	-69	0.00	0.00	45	0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6255	-0.0035 (sez)	613	0.01 (arm)
Mx	-75	0.01 (arm)	95	0.01 (arm)
My	-291	0.01 (arm)	291	0.01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	SLU Persistenti/Transitorie STR combinazione 1	1.6839	armatura
2	SLU Sismiche (collasso) combinazione 1	2.5433	armatura

**Dominio di resistenza**

Sollecitazioni resistenti taglianti

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \text{ (Elemento privo di armatura a taglio)}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad \text{(Rottura armatura trasversale)}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad \text{(Rottura bielle compresse)}$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale

s: interasse tra 2 armature trasversali consecutive

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

Calcestruzzo:	θ	b_w
	45.00	1.00

Comb	d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1	0.25	1.894	0.001	0.004	315.12	1.017
2	0.25	1.894	0.001	0.004	315.12	1.017
3	0.25	1.894	0.001	0.004	229.84	1.012
4	0.25	1.894	0.001	0.004	229.84	1.012

Comb	Descrizione			V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
1	SLU	Persistenti/Transitorie	STR	147	0	0
	combinazione 1					
2	SLU	Persistenti/Transitorie	STR	147	0	0
	combinazione 2					
3	SLU Sismiche (collasso)	combinazione 1		143	0	0
4	SLU Sismiche (collasso)	combinazione 2		143	0	0

8 VERIFICA MURO CONTROTERRA

Si riporta la verifica del muro controterra nella condizione di geometria e di carico maggiormente gravose. Il sovraccarico variabile distribuito considerato è di 5 kN/m^2 .

Per le verifiche si utilizza il programma muro di sostegno versione 2.5 del Prof. Piero Gelfi.

Ricerca del sito

☐ Ricerca per coordinate
☒ Ricerca per comune
☐ Isole

Longitudine: 8.4371 Latitudine: 46.1358

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0.020	2.515	0.157
50	0.027	2.461	0.197
72	0.032	2.504	0.210
101	0.036	2.534	0.224
140	0.041	2.541	0.240
201	0.047	2.508	0.260
475	0.063	2.564	0.289
975	0.079	2.610	0.302
2475	0.103	2.699	0.323

Regione: Piemonte Provincia: Verban-Cusio-Ossola
 Comune: Druogno

OK Annulla

VR 50 Stato Limite: SLV → ag 0.0634 Fo 2.5637 Tc* 0.2894
 Suolo: E Ss 1.6000 Topo: T2 h/H 0 ST 1.0000
 a max 0.1014 g βm 0.1800 kh 0.0183 kv 0.0091

Le sigle individuano i siti per i quali è necessaria una valutazione del rischio. Elaborazione aprile 2004

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: MURO POSTEGGIO-REV.02

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno ϕ^o 27
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 18
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione ϕ_f^o 27
 Altezza parete (m) h2 2.5 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 17
 Spessore in testa (m) s2 .3 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 .7 Dati Sisma K_v 0.0091 K_h 0.0183
 Altezza fondazione (m) h3 0.5 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0
 Larghezza totale fond. L2 1.7

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	5

Calcolo Visualizza

COMBINAZIONE STATICA

Parete

$$St = 23.23 \text{ kN}$$

$$Sq = 7.454 \text{ kN}$$

$$Ss = 0 \text{ kN}$$

$$Si = 0 \text{ kN}$$

$$M = 21.52 \text{ kNm}$$

$$N = 37.61 \text{ kN}$$

$$V = 29.18 \text{ kN}$$

Fondazione

Ribaltamento

$$St = 33.45 \text{ kN}$$

$$Sq = 8.95 \text{ kN}$$

$$Ss = 0 \text{ kN}$$

$$Si = 0 \text{ kN}$$

$$Mr = 22.30 \text{ kNm}$$

$$Ms = 56.66 \text{ kNm}$$

$$Ms/Mr = 2.541$$

Verifica soddisfatta

Sbalzi fondazioni

$$M_{\text{valle}} = 17.8$$

$$M_{\text{monte}} =$$

$$\sigma_{t,\text{valle}} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,\text{monte}} = 0.0 \text{ MPa}$$

COMBINAZIONE SISMICA $k_v > 0$

Parete

$$St = 21.12 \text{ kN}$$

$$Sq = 4.969 \text{ kN}$$

$$Ss = 1.144 \text{ kN}$$

$$Si = 0.5719 \text{ kN}$$

$$M = 18.52 \text{ kNm}$$

$$N = 39.95 \text{ kN}$$

$$V = 26.47 \text{ kN}$$

Fondazione

Ribaltamento

$$St = 30.41 \text{ kN}$$

$$Sq = 5.96 \text{ kN}$$

$$Ss = 1.595 \text{ kN}$$

$$Si = 0.9608 \text{ kN}$$

$$Mr = 20.00 \text{ kNm}$$

$$Ms = 63.53 \text{ kNm}$$

$$Ms/Mr = 3.176$$

Verifica soddisfatta

Sbalzi fondazioni

$$M_{\text{valle}} = 17.8$$

$$M_{\text{monte}} =$$

$$\sigma_{t, \text{valle}} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t, \text{monte}} = 0.0 \text{ MPa}$$

COMBINAZIONE SISMICA $k_v < 0$

Parete

$$St = 21.12 \text{ kN}$$

$$Sq = 4.969 \text{ kN}$$

$$Ss = 0.67 \text{ kN}$$

$$Si = 0.5719 \text{ kN}$$

$$M = 18.19 \text{ kNm}$$

$$N = 39.23 \text{ kN}$$

$$V = 26.02 \text{ kN}$$

Fondazione

Ribaltamento

$$St = 30.41 \text{ kN}$$

$$Sq = 5.96 \text{ kN}$$

$$Ss = 0.934 \text{ kN}$$

$$Si = 0.9608 \text{ kN}$$

$$Mr = 19.72 \text{ kNm}$$

$$Ms = 62.39 \text{ kNm}$$

$$Ms/Mr = 3.163$$

Verifica soddisfatta

Sbalzi fondazioni

$$M_{\text{valle}} = 17.8$$

$$M_{\text{monte}} =$$

$$\sigma_{t,\text{valle}} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,\text{monte}} = 0.0 \text{ MPa}$$

Verifica a scorrimento

Condizione maggiormente gravosa (Combinazione sismica $k_v < 0$)

$$St = 30.41 \text{ kN}$$

$$S_q = 5.963 \text{ kN}$$

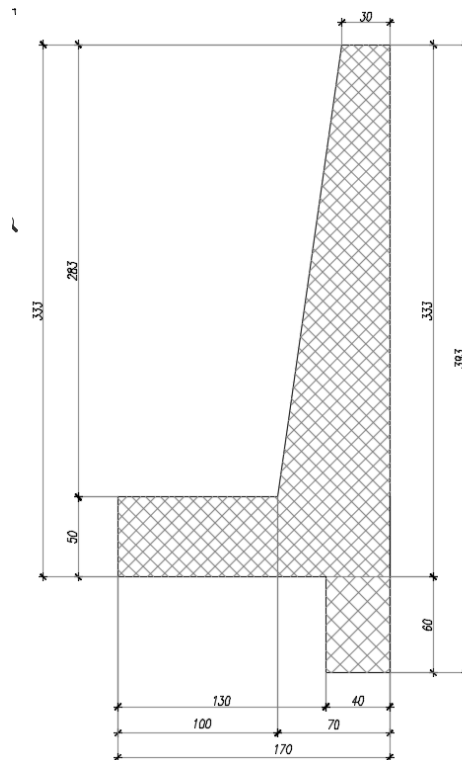
$$S_s = 0.9338 \text{ kN}$$

$$S_i = 0.9608 \text{ kN}$$

$N = 63.55 \text{ kN}$

$$V = 36.44 \text{ kN}$$

Si prevede di realizzare un rostro di altezza 60cm e spessore 40cm come riportato nella sezione tipo



Considerando una larghezza di 1m si ottiene una pressione sul terreno pari a:

$$\sigma_t = 3644 \text{ daN} / (60 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) = 0.607 \text{ daN/cm}^2.$$

Tale valore è ritenuto accettabile

Verifica armature

Armature e Verifiche

Distanza fra le sezioni m f_{yd} N/mm²

Copriferro cm E_s/E_c Ricalcola

PARETE (d=distanza sezione da base paraghiaia)

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
2.5	21.52	37.61	29.18	0.56	1.75	0.05
2.2	15.12	31.15	23.35	0.36	1.60	0.04
1.9	10.12	25.22	18.15	0.20	1.44	0.04
1.6	6.341	19.82	13.59	0.08	1.27	0.03
1.3	3.626	14.96	9.660	0.00	0.86	0.02
1	1.802	10.62	6.371	0.00	0.12	0.02
0.7000002	0.7013	6.815	3.717	0.00	0.04	0.01
0.4000002	0.1555	3.540	1.700	0.00	0.02	0.01
0.1000002	-0.001349	0.8520	0.2450	0.00	0.00	0.00

SUOLA A VALLE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura inferiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	17.80	35.60	1.57	1.87	0.09
0.3	8.722	24.92	0.76	1.28	0.06
0.6	2.848	14.24	0.25	0.72	0.04
0.9	0.1780	3.560	0.02	0.18	0.01

SUOLA A MONTE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura superiore)

Nella zona tesa si dispongono 5 ϕ 14/m che realizzano un'area totale pari a 7.70cm²/m.

Il Progettista delle strutture

Dott. Ing. Valeria Lazzari

