



# COMUNE DI MERONE

PROVINCIA DI COMO

## Affinamento depurativo a valle del depuratore in Comune di Merone (CO)

LIFE11 ENV/IT/004



**fondazione  
cariplo**



**Regione  
Lombardia**



AZIENDA SERVIZI INTEGRATI  
LAMBRIO S.p.A.

## PROGETTO ESECUTIVO

### CALCOLI ESECUTIVI STRUTTURE

SCALE DISEGNO:

Capofila progetto:

in A.T.I. con:



**IRIDRA S.r.l.**

Via La Marmora, 51 50121 FIRENZE

tel. 055470729 - fax 055475593

Email: lrdra@lrdra.com - www.lrdra.com

**STUDIO MAIONE**  
INGEGNERI ASSOCIATI

**BIOSES**  
INNOVAZIONE - SOSTENIBILITÀ

**Studio Frati**  
geologia applicata

COMMITTENTE:



**PARCO REGIONALE DELLA  
VALLE DEL LAMBRO**

20844 Truggio (MB) - Via Vittorio Veneto, 19

3	
2	
1	
REV.	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE

N. ELABORATO

N. TAVOLA

# E1 01.4

REDATTO:

Geom. Ivano Filippini

VERIFICATO:

dott.ing. Nicola Martinuzzi

DATA: MARZO 2015

PROGETTISTI:

Dott. ing. Nicola Martinuzzi  
Dott. ing. Riccardo Bresciani  
Dott. ing. Alessandro Balbo  
Dott. Ing. Denis Cerlini  
Dott. agr. Giordano Fossi  
Dott. Giulio Conte

COORDINAMENTO PROGETTUALE

Dott. ing. Nicola Martinuzzi

IL DIRETTORE TECNICO:

Dr. Fabio Masi

COLLABORATORI:

Ing. Marina Simonetti, Ing. Roberta Romiti  
Ing. Giuliano Trentini, Ing. Paolo Arcuri  
Geol. Stefano Frati, Arch. Barbara Bonadies



*Handwritten signature: Alessandro Balbo*

*Handwritten signature: Denis Cerlini*

## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
2	CENNI TEORICI SUI METODI DI CALCOLO .....	7
2.1	Pressione Geostatica .....	7
2.2	Spinta sui piedritti.....	7
2.2.1	Spinta attiva - Metodo di Coulomb .....	7
2.2.2	Spinta in presenza di falda.....	8
2.2.3	Spinta a Riposo .....	8
2.2.4	Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe .....	9
2.3	Strategia di soluzione .....	9
3	POZZETTI DI INTERCETTAZIONE FOGNATURA ESISTENTE PRESSO IL SOLLEVAMENTO N°1 .....	11
3.1	Premessa .....	11
3.2	Quadro normativo .....	11
3.3	Vita nominale.....	11
3.4	Classe d'uso .....	11
3.5	Materiali .....	11
3.6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO .....	12
3.6.1	Carichi permanenti strutturali .....	12
3.6.2	Carichi permanenti non strutturali.....	12
3.6.3	Carichi variabili .....	12
3.6.4	Azione sismica .....	13
3.7	ANALISI .....	15
3.7.1	Dati .....	15
3.7.2	Tipo di spinta .....	29
3.7.3	Risultati per analisi .....	32
3.7.4	Sollecitazioni.....	33
3.7.5	Pressioni terreno .....	33
3.7.6	Inviluppi analisi .....	34
3.8	VERIFICHE .....	35
3.8.1	Schema armature .....	35
3.8.2	Verifiche SLU.....	36
3.8.3	Verifiche SLE .....	39
4	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO 1 .....	44

4.1	Premessa .....	44
4.2	Quadro normativo .....	44
4.3	Vita nominale.....	44
4.4	Classe d'uso .....	44
4.5	Materiali .....	44
4.6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO .....	45
4.6.1	Carichi permanenti strutturali .....	45
4.6.2	Carichi permanenti non strutturali.....	45
4.6.3	Carichi variabili .....	46
4.6.4	Azione sismica .....	46
4.7	ANALISI .....	48
4.7.1	Dati .....	48
4.7.2	Impostazioni di progetto .....	50
4.7.3	Condizioni di carico.....	50
4.7.4	Descrizione combinazioni di carico .....	51
4.7.5	Tipo di spinta .....	62
4.7.6	Risultati per analisi .....	65
4.7.7	Sollecitazioni.....	66
4.7.8	Pressioni terreno .....	66
4.7.9	Inviluppi analisi .....	67
4.8	VERIFICHE .....	68
4.8.1	Schema armature .....	68
4.8.2	Verifiche SLU.....	69
4.8.3	Verifiche SLE .....	72
5	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO 2.....	77
5.1	Premessa .....	77
5.2	Quadro normativo .....	77
5.3	Vita nominale.....	77
5.4	Classe d'uso .....	77
5.5	Materiali .....	77
5.6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO .....	78
5.6.1	Carichi permanenti strutturali .....	78
5.6.2	Carichi permanenti non strutturali.....	78
5.6.3	Carichi variabili .....	78
5.6.4	Azione sismica .....	79

5.7	ANALISI .....	81
5.7.1	Dati .....	81
5.7.2	Impostazioni di progetto .....	82
5.7.3	Condizioni di carico.....	83
5.7.4	Descrizione combinazioni di carico .....	84
5.7.5	Tipo di spinta .....	96
5.7.6	Risultati per analisi .....	98
5.7.7	Sollecitazioni.....	99
5.7.8	Pressioni terreno .....	99
5.7.9	Inviluppi analisi .....	100
5.8	VERIFICHE .....	102
5.8.1	Schema armature .....	102
5.8.2	Verifiche SLU.....	102
5.8.3	Verifiche SLE .....	105
6	IMPIANTO DI GRIGLIATURA.....	110
6.1	Premessa .....	110
6.2	Quadro normativo .....	110
6.3	Vita nominale.....	110
6.4	Classe d'uso .....	110
6.5	Materiali .....	110
6.6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO .....	111
6.6.1	Carichi permanenti strutturali .....	111
6.6.2	Carichi permanenti non strutturali.....	111
6.6.3	Carichi variabili .....	112
6.6.4	Azione sismica .....	112
6.7	ANALISI .....	113
6.7.1	Dati .....	114
6.7.2	Condizioni di carico.....	116
6.7.3	Descrizione combinazioni di carico .....	117
6.7.4	Tipo di spinta .....	126
6.7.5	Risultati per analisi .....	129
6.7.6	Sollecitazioni.....	129
6.7.7	Pressioni terreno .....	130
6.7.8	Inviluppi analisi .....	130
6.8	VERIFICHE .....	132

6.8.1	Schema armature .....	132
6.8.2	Verifiche SLU.....	133
6.8.3	Verifiche SLE .....	135
7	VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO.....	140
8	GETTI SECONDARI.....	141

# 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione di calcolo fa riferimento alla progettazione ed alle verifiche effettuate su manufatti prefabbricati e gettati in opera in calcestruzzo armato, con funzione di affinamento depurativo delle acque a valle di un depuratore, da realizzarsi in Comune di Merone (CO).

Le opere in oggetto sono le seguenti:

- Due stazioni di sollevamento interrate (spessore di ricoprimento del terreno pari a circa 35-40cm), realizzate con moduli scatolari in calcestruzzo prefabbricato, come indicato in figura 1 a titolo di esempio;
- Un manufatto vasca di grigliatura non interrato, ma con terreno di rinfiando laterale
- Pozzetti di ispezione interrati (spessore di ricoprimento del terreno pari a circa 60cm), di sezione interna netta pari a 2.00x2.00m, altezza interna netta 2.20m.
- Getti secondari realizzati in opera (letto di fondazione, spessori e muri interni ai manufatti)

Nel seguito sono indicati i calcoli e le verifiche effettuate per determinare le armature necessarie al fine di soddisfare tutte le verifiche definite dalla normativa NTC'08, sia agli SLU che agli SLE.

In particolare, data la geometria dei manufatti, le verifiche svolte riguardano un pozzetto (l'altro pozzetto, a meno di questioni di dettaglio, risulta essere del tutto uguale), due moduli prefabbricati relativi a due stazioni di sollevamento di dimensioni diverse ed immerse in terreni con caratteristiche resistenti differenti, ed il manufatto di grigliatura non interrato.

Nell'ambito della progettazione è stata tenuta conto anche della presenza di falda, a quota 2.30m circa dal piano di fondazione di ciascun manufatto.

Le analisi sono state effettuate tramite il software SCAT10.0 della piattaforma Aztec Informatica.

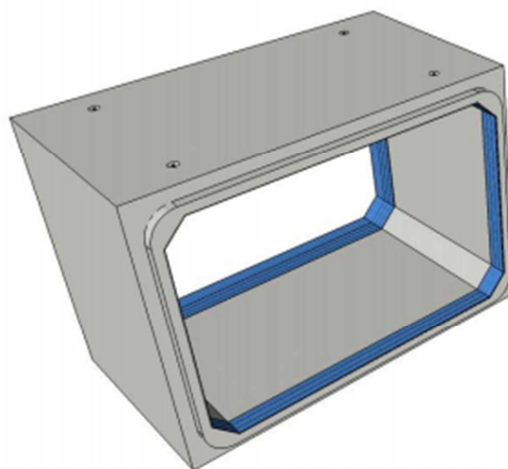


Figura 1 - Esempio modulo prefabbricato in c.a.

## 2 CENNI TEORICI SUI METODI DI CALCOLO

### 2.1 Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

### 2.2 Spinta sui piedritti

#### 2.2.1 Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

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

## Relazione di calcolo strutturale

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

### 2.2.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### 2.2.3 Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiango.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.



## 2.2.4 Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

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  $\theta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete 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  $k_h$ .

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

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove  $W$  è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

## 2.3 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

### 3 POZZETTI DI INTERCETTAZIONE FOGNATURA ESISTENTE PRESSO IL SOLLEVAMENTO N°1

#### 3.1 Premessa

Data la similitudine geometrica, è stato effettuato un solo modello di calcolo relativo ai pozzetti di ispezione da progettare.

#### 3.2 Quadro normativo

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 14 GENNAIO 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

#### 3.3 Vita nominale

La vita nominale, intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata, è stata valutata in comune accordo tra committente e progettista in 50 anni.

Appartengono infatti a tale categoria Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

#### 3.4 Classe d'uso

La classe d'uso di un edificio in presenza di azioni sismiche, è funzione delle conseguenze correlate ad una eventuale interruzione dell'operatività della struttura o di un suo collasso. Per il progetto corrente la categoria individuata è la numero II, ossia costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza rilevanti funzioni sociali.

#### 3.5 Materiali

Dalle indicazioni fornite riguardo al tipo di acqua transitante all'interno del manufatto, è stata scelta una classe di esposizione del calcestruzzo pari a XC4, che comporta l'utilizzo di un calcestruzzo di classe minima pari a C32/40; il calcestruzzo utilizzato è quindi del tipo:

**C32/40** ( $R_{ck}$  400 Kg/cm<sup>2</sup>)

I cui minimi parametri da garantire a 28 giorni dall'esecuzione del getto sono:

Den.	Formula	C32/40
$f_{ck}$	-	32 MPA
$R_{ck}$	$= 1.2 \cdot f_{ck}$	40 MPA
$f_{ctm}$	$= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02 MPA
$f_{ctk0,05}$	$= 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.12 MPA
$E_{cm}$	$= 22000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{1/3}$ (valore medio)	34923 MPA

$\nu$	Rapporto di Poisson	0.2
$\gamma_c$	-	1.5
$\alpha_{cc}$	Coeff. rid. per resistenze di lunga durata	0.85
$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13 MPa
$f_{c2}$	$= (0.7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd}$	9.79 MPa
$\tau_{rd}$	$= 0.25 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$	0.35 MPa
$\epsilon_{c2}$	Def. relativa al picco di compressione $f_c$	0.20%
$\epsilon_{cu}$	Deformazione ultima a rottura	0.35%

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle armature è del tipo **B450C** in barre ad aderenza migliorata le cui caratteristiche sono di seguito elencate:

Den.	Descrizione	Formula	B450C
$\phi$	Diametri utilizzabili	-	da 6 a 40 mm
$f_{tk}$	Resistenza caratteristica a trazione [MPa] ( $\geq f_{t\ nom} = 540$ )	-	540
$f_{yk} - f_{0.2k}$	Tensione caratteristica di snervamento [MPa] ( $\geq 450$ $f_{y\ nom} = 450$ )	-	450
$(f_t/f_y)_k$	Rapporto di sovraresistenza	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	-	$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1.25$
$A_{gtk}$	Allungamento totale al carico massimo	-	$\geq 7.5\%$
E	Modulo elastico longitudinale [KN/mm <sup>2</sup> ]	-	210
$\gamma_y$	Fattore di sicurezza parziale proprietà acciaio	-	1.15
$f_{yd}$	Resistenza a trazione caratteristica [MPa]	$f_{yd}/\gamma_y$	391.3

## 3.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

### 3.6.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali, relativi al peso proprio del manufatto e al peso del terreno di ricoprimento ed alla spinta laterale, vengono direttamente computati dal software in base ai dati geometrici ed ai pesi specifici indicati in seguito.

### 3.6.2 Carichi permanenti non strutturali

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- peso sottofondo interno, spessore 20cm, gravante sulla fondazione
- peso acqua nell'ipotesi di pozzetto completamente riempito di acqua, gravante sulla fondazione; non è stato considerato il caso di spinta interna dell'acqua sui piedritti, poiché risulterebbe a favore di sicurezza perché andrebbe a contrapporsi alla spinta esterna del terreno.

### 3.6.3 Carichi variabili

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi variabili:

- peso derivato dal passaggio di mezzi su strade di prima categoria, computato in 2000 kg/mq;
- contributo della falda;

Il contributo della neve non è stato considerato ai fini del dimensionamento, sia perché l'entità di tale carico (all'incirca 130 kg/mq) risulta essere di gran lunga inferiore al peso dovuto al passaggio dei mezzi, sia perché, nelle combinazioni dei carichi, il coefficiente  $\Psi$  del carico da neve è uguale a zero (NTC §5.1.3.12, tab 5.1.VI).

### 3.6.4 Azione sismica

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione in funzione dello stato limite considerato dipende sia dall'accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su suolo orizzontale di categoria A, che dallo spettro di risposta elastico a quest'ultima corrispondente.

A loro volta le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento ( $P_{vr}$ ) prevista dalla norma possono essere ricavate grazie ai parametri  $a_g$  (Accelerazione orizzontale massima del sito),  $F_0$  (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T^*_c$  (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) definiti dalla normativa italiana a seconda della localizzazione dell'area di costruzione all'interno del Reticolo Nazionale di Riferimento.

Nei paragrafi a seguire verranno progressivamente ricavati tutti i valori necessari per la costruzione degli spettri al SL di Vita, SL di Danno e di Operatività.

#### 3.6.4.1 Localizzazione del sito d'intervento

<b>Località</b>	Comune di Merone
<b>Latitudine</b>	45.78813° N
<b>Longitudine</b>	9.245167° E
<b>ID punti reticolo d'appartenenza</b>	10708 10707 10929 10930

#### 3.6.4.2 Periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica

Il periodo  $V_R$  rispetto il quale sono valutate le azioni sismiche viene ricavato moltiplicando la vita nominale della struttura per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), a sua volta funzione della classe d'uso:

$$C_U = 1$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

#### 3.6.4.3 Probabilità di superamento e Periodo di ritorno

La probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) del periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'individuazione dell'azione sismica è funzione dello stato limite considerato. A meno di particolari indicazioni a riguardo, gli SL richiesti per la verifica strutturale e le relative  $P_{VR}$  sono:

<b>STATI LIMITE D'ESERCIZIO</b>	di <b>Operatività (SLO)</b>	<b>81%</b>
	di <b>Danno (SLD)</b>	<b>63%</b>
<b>STATI LIMITE ULTIMI*:</b>	di <b>salvaguardia della Vita (SLV)</b>	<b>10%</b>
*: A tale categoria appartiene anche il caso degli SL di collasso, che tuttavia non è richiesto ai fini della verifica.		

A questo punto, grazie all'espressione  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ , è possibile valutare il periodo di ritorno ( $T_R$ ) dei corrispondenti terremoti:

<b><math>P_{VR}</math></b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>
81%	30

63%	50
10%	475

#### 3.6.4.4 Definizione dei parametri $a_g$ , $F_0$ e $T^*_c$

I valori forniti dal D.M. 2008 di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  in funzione dei valori di Latitudine, Longitudine e Periodo di ritorno determinati ai punti precedenti sono:

Stato limite considerato	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$
SLD	0.05	2.643	0.277
SLV	0.02	2.563	0.184

#### 3.6.4.5 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

La definizione dell'azione sismica, oltre che dipendere dalla zonazione di progetto, risulta influenzata anche dalla categoria del sottosuolo ivi presente; in questo caso la stratigrafia del sito è stata ipotizzata, assumendo che i terreni naturali in oggetto appartengano alla categoria C.

Categoria	Descrizione	$S_s$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica)	$C_c$
C	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g},$ con $1.00 \leq S_s \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_c)^{-0.33}$

Pertanto i valori di  $S_s$  e  $C_c$  in funzione dello SL considerato sono:

Stato limite considerato	$S_s$	$C_c$
SLD	1.5	1.603
SLV	1.5	1.835

#### 3.6.4.6 Coefficiente di amplificazione topografica

Per la completa definizione dello spettro elastico di risposta deve essere inoltre determinata la configurazione superficiale del sito in oggetto; nel caso corrente la categoria è la T1, ossia *superfici pianeggianti e pendii o rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$* , cui è associato il seguente coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ):

Categoria	$S_T$
T1	1.00

#### 3.6.4.7 Categoria di sottosuolo

La combinazione dei parametri  $S_s$  ed  $S_T$  porta alla definizione del parametro  $S$ , ossia, la categoria di sottosuolo:

Stato limite considerato	$S_s$	$S_T$	$S$
SLV	1.5	1.00	1.5
SLD	1.5	1.00	1.5

## 3.7 ANALISI

### 3.7.1 Dati

#### 3.7.1.1 Geometria

Descrizione:	Scatolare semplice		
Altezza esterna	2.85	[m]	
Larghezza esterna	2.40	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]	
Spessore piedritto sinistro	0.20	[m]	
Spessore piedritto destro	0.20	[m]	
Spessore fondazione	0.25	[m]	
Spessore traverso	0.20	[m]	

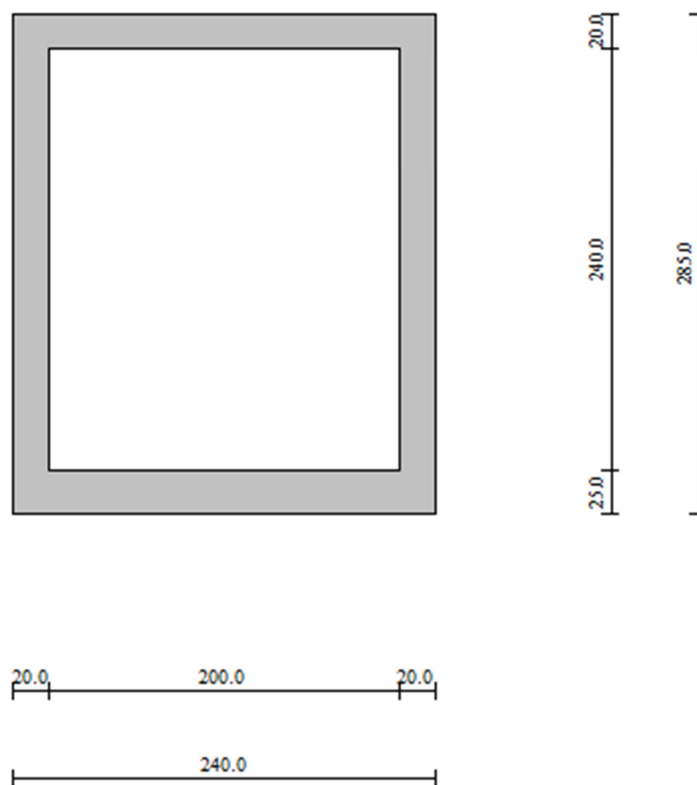


Figura 2- Geometria

#### 3.7.1.2 Caratteristiche terreno

##### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento		
Spessore dello strato	0.60	[m]	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]	
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]	
Angolo di attrito	30.00	[°]	

## Relazione di calcolo strutturale

Coesione	0.00	[kg/cmq]
----------	------	----------

Strato di rinfianco

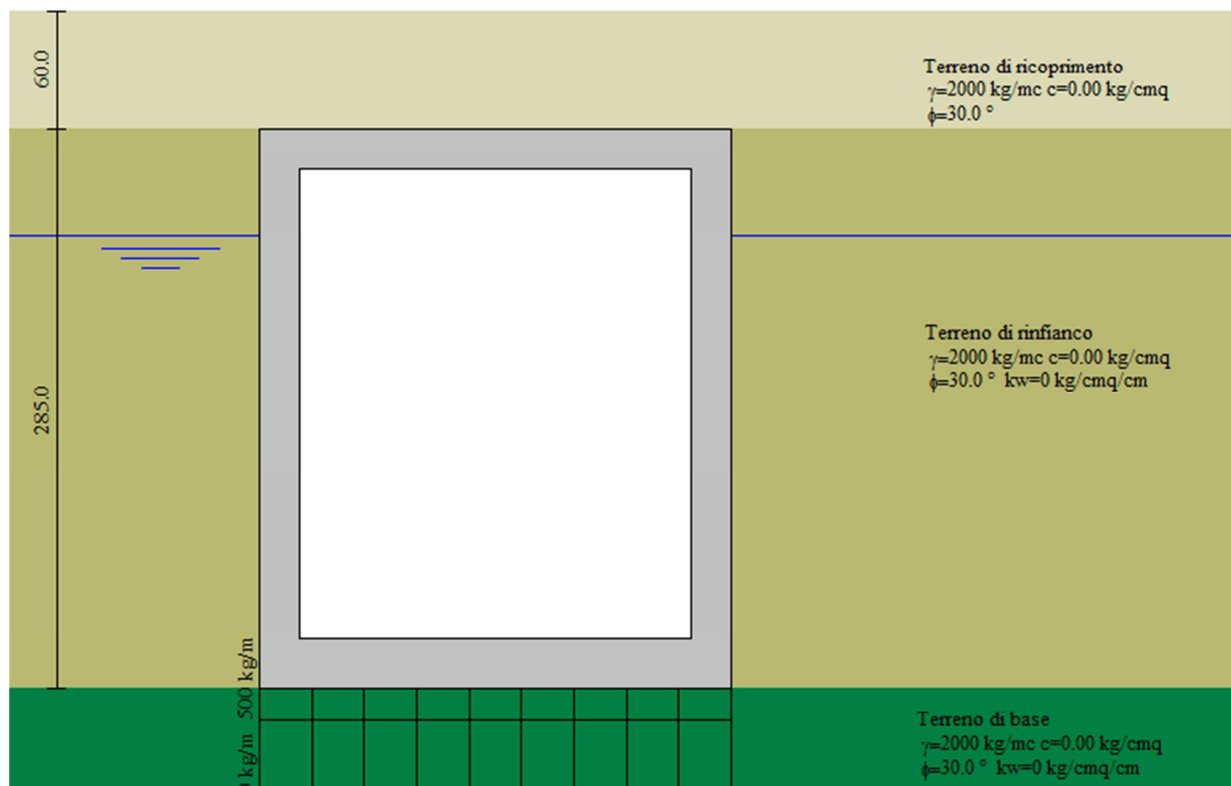
Descrizione	Terreno di rinfienco	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]
Costante di Winkler	0.10	[kg/cm <sup>q</sup> /cm]
Tensione limite	1.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]

### 3.7.1.3 Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	2.30	[m]
---	------	-----



### Figura 3- Schema terreno



### 3.7.1.4 Impostazioni di progetto

#### Verifica materiali:

##### **Stato Limite Ultimo**

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

#### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2))$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
$b_w$	larghezza minima sezione [mm]
$\sigma_{cp}$	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura
$A_{sw}$	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo, funzione di $f_{cd}$ e $\sigma_{cp}$

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

##### **Stato Limite di Esercizio**

#### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60  $f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45  $f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80  $f_{yk}$

#### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0.20$   $w_2=0.30$   $w_3=0.40$

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

### 3.7.1.5 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

## Relazione di calcolo strutturale

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra  
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto  
Carichi concentrati espressi in kg  
Coppie concentrate espressi in kgm  
Carichi distribuiti espressi in kg/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
M momento

#### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n° 7 (Sottofondo interno)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 2.40$	$V_{ni} = 500$	$V_{nf} = 500$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	----------------	----------------	--------------	--------------

### Condizione di carico n° 8 (Acqua interna)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 2.40$	$V_{ni} = 2200$	$V_{nf} = 2200$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	--------------	--------------

### Condizione di carico n° 9 (Mezzi)

Distr	Terreno	$X_i = -2.85$	$X_f = 5.25$	$V_{ni} = 2000$	$V_{nf} = 2000$		
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------	--	--

## 3.7.1.6 Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\psi$  Coefficiente di combinazione della condizione  
C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2008

### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_Q$  Coefficiente parziale sulle azioni variabili  
 $\gamma_{an\phi}$  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

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

## Relazione di calcolo strutturale

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1.00	1.00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1.00	1.00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coeff. di combinazione  $\Psi_0 = 0.70$   $\Psi_1 = 0.50$   $\Psi_2 = 0.00$

#### Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	0.70	1.05

#### Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	0.70	0.91

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	1.00	1.30

### Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 12 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 13 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 16 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
-------------------	------	------	------

### Combinazione n° 17 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 18 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 21 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 23 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 24 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 25 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 28 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00



## Relazione di calcolo strutturale

Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 29 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 30 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 31 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 32 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 33 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.70	0.70

### Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 36 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 37 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 38 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 39 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 40 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

$\gamma$	$\Psi$	C
----------	--------	---

## Relazione di calcolo strutturale

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 41 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 42 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 43 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 44 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 45 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 46 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 47 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 48 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 49 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 50 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 51 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 52 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 53 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 54 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 55 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## 3.7.2 Tipo di spinta

*Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kgm

V taglio espresso in kg

SN sforzo normale espresso in kg

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

$\alpha_r$  pressione sul terreno espressa in kg/cm<sup>2</sup>

### Tipo di analisi

## Relazione di calcolo strutturale

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva [combinazione 1]  
Attiva [combinazione 2]  
Attiva [combinazione 3]  
Attiva [combinazione 4]  
Attiva [combinazione 5]  
Attiva [combinazione 6]  
Attiva [combinazione 7]  
Attiva [combinazione 8]  
Attiva [combinazione 9]  
Attiva [combinazione 10]  
Attiva [combinazione 11]  
Attiva [combinazione 12]  
Attiva [combinazione 13]  
Attiva [combinazione 14]  
Attiva [combinazione 15]  
Attiva [combinazione 16]  
Attiva [combinazione 17]  
Attiva [combinazione 18]  
Attiva [combinazione 19]  
Attiva [combinazione 20]  
Attiva [combinazione 21]  
Attiva [combinazione 22]  
Attiva [combinazione 23]  
Attiva [combinazione 24]  
Attiva [combinazione 25]  
Attiva [combinazione 26]  
Attiva [combinazione 27]  
Attiva [combinazione 28]  
Attiva [combinazione 29]  
Attiva [combinazione 30]  
Attiva [combinazione 31]  
Attiva [combinazione 32]  
Attiva [combinazione 33]  
Attiva [combinazione 34]  
Attiva [combinazione 35]  
Attiva [combinazione 36]  
Attiva [combinazione 37]  
Attiva [combinazione 38]  
Attiva [combinazione 39]  
Attiva [combinazione 40]  
Attiva [combinazione 41]  
Attiva [combinazione 42]  
Attiva [combinazione 43]  
Attiva [combinazione 44]  
Attiva [combinazione 45]  
Attiva [combinazione 46]  
Attiva [combinazione 47]  
Attiva [combinazione 48]  
Attiva [combinazione 49]  
Attiva [combinazione 50]  
Attiva [combinazione 51]  
Attiva [combinazione 52]  
Attiva [combinazione 53]  
Attiva [combinazione 54]  
Attiva [combinazione 55]

Sisma

**Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

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

1.50

## Relazione di calcolo strutturale

Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ )	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 1.27$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.64$

### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.22 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ )	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 0.61$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.30$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica	Mononobe-Okabe
----------------	----------------

Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]
--------------------------------	-----------

### Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.297	0.000
2	0.364	0.000
3	0.297	0.000
4	0.364	0.000
5	0.297	0.000
6	0.364	0.000
7	0.297	0.303
8	0.297	0.307
9	0.364	0.375
10	0.364	0.371
11	0.297	0.303
12	0.297	0.307
13	0.364	0.375
14	0.364	0.371
15	0.297	0.303
16	0.297	0.307
17	0.364	0.375
18	0.364	0.371
19	0.297	0.307
20	0.297	0.303
21	0.364	0.375
22	0.364	0.371
23	0.297	0.307
24	0.297	0.303
25	0.364	0.375
26	0.364	0.371
27	0.297	0.307
28	0.297	0.303
29	0.364	0.375
30	0.364	0.371
31	0.297	0.000
32	0.297	0.000
33	0.297	0.000
34	0.297	0.000
35	0.297	0.000
36	0.297	0.302
37	0.297	0.300
38	0.297	0.302
39	0.297	0.300
40	0.297	0.302

## Relazione di calcolo strutturale

41	0.297	0.300
42	0.297	0.302
43	0.297	0.300
44	0.297	0.302
45	0.297	0.300
46	0.297	0.302
47	0.297	0.300
48	0.297	0.302
49	0.297	0.300
50	0.297	0.302
51	0.297	0.300
52	0.297	0.302
53	0.297	0.300
54	0.297	0.302
55	0.297	0.300

### Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	23
Numero elementi trasverso	18
Numero elementi piedritto sinistro	28
Numero elementi piedritto destro	28
Numero molle fondazione	24
Numero molle piedritto sinistro	29
Numero molle piedritto destro	29

## 3.7.3 Risultati per analisi

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio di analisi del modello per una particolare combinazione di carico.

### Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1560.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

$X_i$	$X_j$	$Q[\text{kg/mq}]$
-13.20	-3.20	1560.00
-3.20	5.60	3494.53
5.60	15.60	1560.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 976.32 [kg/mq]	Pressione inf. 2211.19 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 976.32 [kg/mq]	Pressione inf. 2211.19 [kg/mq]

#### Falda

Spinta	3438[kg]
Sottospinta	2990[kg/mq]



### 3.7.4 Sollecitazioni

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle sollecitazioni per una particolare combinazione di carico.

#### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.10	-2020.36	-6233.95	4842.50
0.65	696.33	-2813.52	4842.50
1.20	1530.98	478.36	4842.50
1.70	761.62	3340.38	4842.50
2.30	-2015.44	5901.38	4842.50

#### Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.10	-1509.93	4561.22	2629.50
0.70	480.79	2074.50	2629.50
1.20	999.97	2.24	2629.50
1.70	483.03	-2070.03	2629.50
2.30	-1505.01	-4556.75	2629.50

#### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-2020.36	4842.61	6647.16
1.44	662.88	-278.78	5414.35
2.75	-1509.93	-2629.50	4561.22

#### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-2015.44	-4842.61	6263.00
1.44	667.79	278.78	5409.88
2.75	-1505.01	2629.50	4556.75

### 3.7.5 Pressioni terreno

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle pressioni sul terreno per una particolare combinazione di carico, ma si afferma che i valori massimi registrati risultano inferiori al limite imposto agli SLU, pari a 4.84 kg/cm<sup>2</sup> (da Relazione geologico-tecnica).

#### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	$\sigma_i$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.10	0.83
0.65	0.80
1.20	0.77
1.70	0.75
2.30	0.72

Per quanto riguarda le combinazioni agli SLE, il valore di picco risulta nella combinazione n°35, pari a 0.76 kg/cm<sup>2</sup>, mentre il valore medio della tensione risulta pari a 0.68 kg/cm<sup>2</sup>, a fronte di una tensione limite ammissibile in fase di esercizio pari a 1.6 kg/cm<sup>2</sup>, determinata sulla scorta di cedimenti del terreno ,

determinata sulla scorta di cedimenti del terreno pari a 3.0 cm, considerati accettabili (da Relazione geologico-tecnica).

### 3.7.6 Inviluppi analisi

Si riportano i valori degli inviluppi degli spostamenti nodali, delle sollecitazioni e delle pressioni in fondazione ottenuti tramite le analisi svolte

#### 3.7.6.1 Inviluppo spostamenti nodali

##### Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.10	-0.5193	0.5199	5.5313	9.9938
0.65	-0.5194	0.5197	5.3533	9.7214
1.20	-0.5196	0.5196	5.1803	9.4594
1.70	-0.5197	0.5194	5.0262	9.2304
2.20	-0.5199	0.5193	4.8434	8.9620

##### Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.10	-2.0231	0.3814	5.5323	9.9963
0.70	-2.0232	0.3813	5.3486	9.7308
1.20	-2.0233	0.3812	5.1943	9.5032
1.70	-2.0234	0.3811	5.0360	9.2618
2.30	-2.0235	0.3810	4.8444	8.9645

##### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.13	-0.5193	0.5199	5.5313	9.9938
1.44	-1.2651	0.4571	5.5318	9.9952
2.75	-2.0231	0.3814	5.5323	9.9963

##### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.13	-0.5199	0.5193	4.8434	8.9620
1.44	-1.2783	0.4439	4.8440	8.9633
2.75	-2.0235	0.3810	4.8444	8.9645

#### 3.7.6.2 Inviluppo sollecitazioni nodali

##### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.10	-2029	-738	-7059	-3074	1414	4843
0.65	294	1065	-3187	-1249	1414	4843
1.20	769	2023	261	565	1414	4843
1.70	320	1150	1761	3840	1414	4843
2.30	-2025	-735	2844	6727	1414	4843

**Inviluppo sollecitazioni traverso**

X [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.10	-1665	-507	1837	5473	877	2734
0.70	125	724	815	2489	877	2734
1.20	358	1347	-37	40	877	2734
1.70	127	726	-2485	-812	877	2734
2.30	-1660	-504	-5469	-1834	877	2734

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-2029	-738	1373	4843	3397	7559
1.44	89	676	-279	49	2491	6326
2.75	-1665	-507	-2734	-877	1837	5473

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-2025	-735	-4843	-1373	3141	7175
1.44	92	680	-49	279	2488	6322
2.75	-1660	-504	877	2734	1834	5469

**3.7.6.3 Inviluppo pressioni terreno**

**Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione**

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tmax}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.10	0.55	1.00
0.65	0.54	0.97
1.20	0.52	0.95
1.70	0.50	0.92
2.30	0.48	0.90

## 3.8 VERIFICHE

### 3.8.1 Schema armature

Si riportano le armature ottenute dall'analisi, nel rispetto delle verifiche SLU e SLE e delle indicazioni fornite dalla normativa.

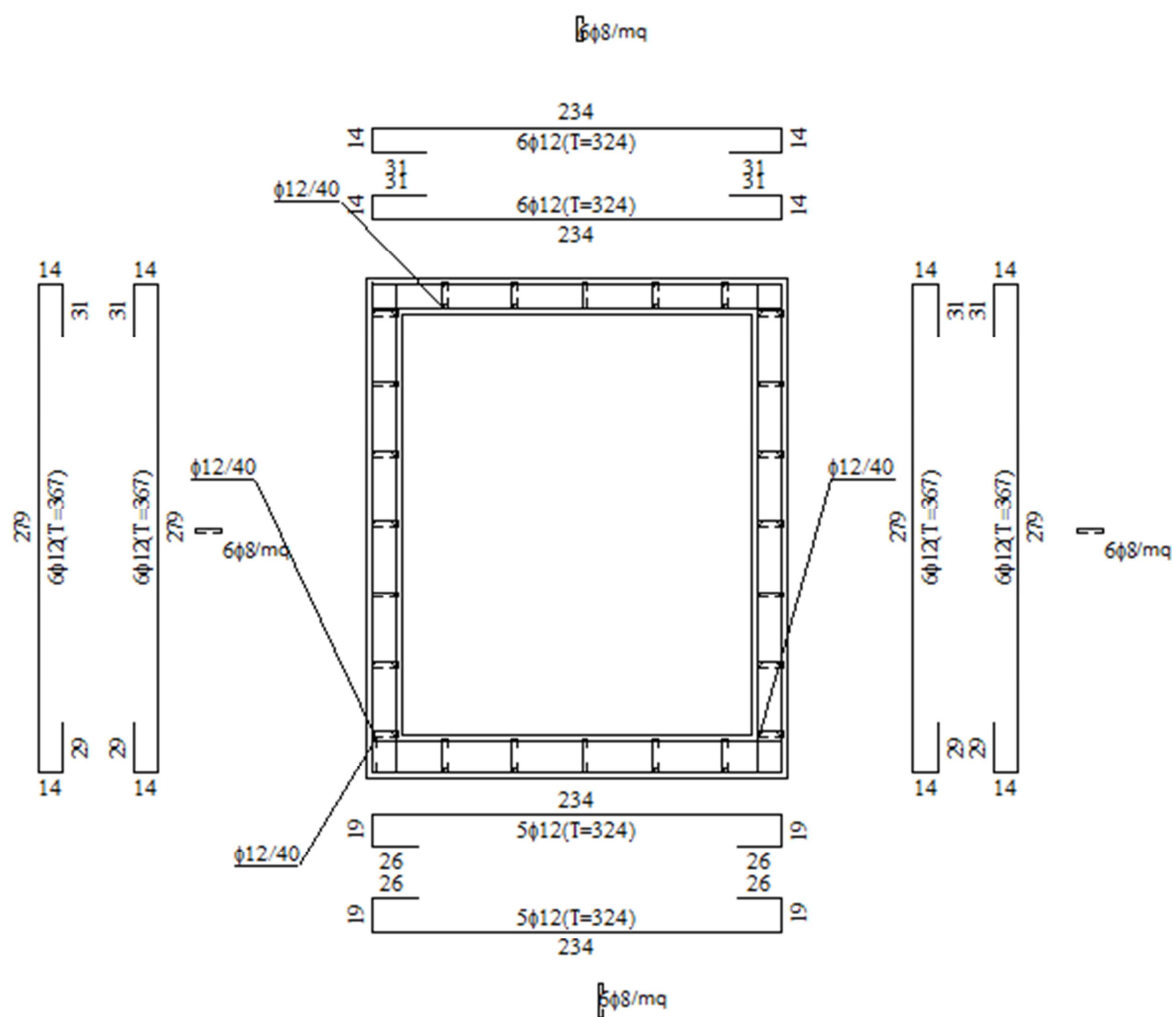


Figura 4- Armature

### 3.8.2 Verifiche SLU

Le verifiche agli SLU, condotte per verificare le sezioni a flessione, taglio ed azione assiale, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

#### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$   
 Altezza sezione  $H = 25.00 \text{ cm}$

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.10	2020 (2020)	4843	14545	6069	5.65	5.65	3.00
2	0.65	-696 (-1253)	4843	28996	-7505	5.65	5.65	5.99
3	1.20	-1531 (-1531)	4843	21328	-6743	5.65	5.65	4.40
4	1.70	-762 (-1423)	4843	23773	-6986	5.65	5.65	4.91
5	2.30	2015 (2020)	4843	14545	6069	5.65	5.65	3.00

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	-6234	13000	0	0	0.00
2	0.65	-2814	13000	0	0	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

3	1.20	478	13000	0	0	0.00
4	1.70	3340	13000	0	0	0.00
5	2.30	5901	13000	0	0	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.10	-1510 (-1510)	2630	8507	-4885	6.79	6.79	3.24
2	0.70	481 (798)	2630	18535	5626	6.79	6.79	7.05
3	1.20	1000 (1000)	2630	13892	5283	6.79	6.79	5.28
4	1.70	483 (800)	2630	18487	5623	6.79	6.79	7.03
5	2.30	-1505 (-1510)	2630	8507	-4885	6.79	6.79	3.24

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	4561	10230	0	0	0.00
2	0.70	2075	10230	0	0	0.00
3	1.20	2	10230	0	0	0.00
4	1.70	-2070	10230	0	0	0.00
5	2.30	-4557	10230	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-2020 (-2020)	6647	18503	-5624	6.79	6.79	2.78
2	1.44	663 (676)	5414	77331	9660	6.79	6.79	14.28
3	2.75	-1510 (-1912)	4561	12325	-5167	6.79	6.79	2.70

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	4843	10742	0	0	0.00
2	1.44	-279	10585	0	0	0.00
3	2.75	-2630	10476	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-2015 (-2015)	6263	17170	-5525	6.79	6.79	2.74
2	1.44	668 (681)	5410	76189	9594	6.79	6.79	14.08
3	2.75	-1505 (-1907)	4557	12349	-5169	6.79	6.79	2.71

#### Verifiche taglio

## Relazione di calcolo strutturale

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-4843	10693	0	0	0.00
2	1.44	279	10585	0	0	0.00
3	2.75	2630	10476	0	0	0.00

### 3.8.2.1 Involuppo verifiche SLU

Si riportano i valori di involuppo delle verifiche SLU

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	5.65	5.65	2.91
0.65	5.65	5.65	3.68
1.20	5.65	5.65	2.92
1.70	5.65	5.65	3.14
2.30	5.65	5.65	2.91

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	12690	0	0	0.00
0.65	12690	0	0	0.00
1.20	12690	0	0	0.00
1.70	12690	0	0	0.00
2.30	12690	0	0	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	6.79	6.79	2.91
0.70	6.79	6.79	4.71
1.20	6.79	6.79	3.72
1.70	6.79	6.79	4.71
2.30	6.79	6.79	2.91

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	10066	0	0	0.00
0.70	10066	0	0	0.00
1.20	10066	0	0	0.00
1.70	10066	0	0	0.00
2.30	10066	0	0	0.00

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

## Relazione di calcolo strutturale

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	6.79	6.79	2.78
1.44	6.79	6.79	11.68
2.75	6.79	6.79	2.62

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	10471	0	0	0.00
1.44	10314	0	0	0.00
2.75	10205	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	6.79	6.79	2.74
1.44	6.79	6.79	11.55
2.75	6.79	6.79	2.63

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	10422	0	0	0.00
1.44	10313	0	0	0.00
2.75	10204	0	0	0.00

## 3.8.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli SLE, condotte per verificare le tensioni in esercizio e le fessurazioni, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### 3.8.3.1 Verifica tensioni

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kgm
V	Taglio, espresso in kg
N	Sforzo normale, espresso in kg
A <sub>fi</sub>	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A <sub>fs</sub>	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ <sub>fi</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>fs</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>c</sub>	Tensione nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
τ <sub>c</sub>	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
A <sub>sw</sub>	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.10	786	1414	5.65	5.65	101.2	567.7	13.8
2	0.65	-612	1414	5.65	5.65	415.6	82.4	10.7

## Relazione di calcolo strutturale

3	1.20	-1034	1414	5.65	5.65	784.4	127.7	18.1
4	1.70	-634	1414	5.65	5.65	434.8	84.8	11.1
5	2.30	783	1414	5.65	5.65	100.9	564.8	13.7

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.10	-3103	-1.66	0.00
2	0.65	-1329	-0.71	0.00
3	1.20	378	0.20	0.00
4	1.70	1833	0.98	0.00
5	2.30	2881	1.54	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.10	-536	877	6.79	6.79	453.8	82.6	13.2
2	0.70	281	877	6.79	6.79	48.8	208.0	6.9
3	1.20	494	877	6.79	6.79	77.1	413.3	12.1
4	1.70	282	877	6.79	6.79	49.0	209.4	7.0
5	2.30	-533	877	6.79	6.79	450.7	82.2	13.1

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.10	1871	1.30	0.00
2	0.70	851	0.59	0.00
3	1.20	1	0.00	0.00
4	1.70	-849	-0.59	0.00
5	2.30	-1869	-1.29	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.13	-786	3437	6.79	6.79	514.8	148.1	19.3
2	1.44	98	2528	6.79	6.79	30.6	3.7	2.4
3	2.75	-536	1871	6.79	6.79	383.3	95.5	13.2

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.13	1414	0.98	0.00
2	1.44	13	0.01	0.00
3	2.75	-877	-0.61	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm



## Relazione di calcolo strutturale

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	-783	3181	6.79	6.79	529.2	144.7	19.3
2	1.44	101	2525	6.79	6.79	31.1	3.1	2.5
3	2.75	-533	1869	6.79	6.79	380.4	95.0	13.1

### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-1414	-0.98	0.00
2	1.44	-13	-0.01	0.00
3	2.75	877	0.61	0.00

### 3.8.3.2 Verifica fessurazioni

#### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	5.65	5.65	1929	-1929	786	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	0.65	5.65	5.65	1929	-1929	-612	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.20	5.65	5.65	1929	-1929	-1034	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	1.70	5.65	5.65	1929	-1929	-634	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	2.30	5.65	5.65	1929	-1929	783	0.00	0.20	0.00	0.00000

#### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	6.79	6.79	1260	-1260	-536	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	0.70	6.79	6.79	1260	-1260	281	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.20	6.79	6.79	1260	-1260	494	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	1.70	6.79	6.79	1260	-1260	282	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	2.30	6.79	6.79	1260	-1260	-533	0.00	0.20	0.00	0.00000

#### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	6.79	6.79	1260	-1260	-786	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	1.44	6.79	6.79	1260	-1260	98	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	2.75	6.79	6.79	1260	-1260	-536	0.00	0.20	0.00	0.00000

#### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	6.79	6.79	1260	-1260	-783	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	1.44	6.79	6.79	1260	-1260	101	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	2.75	6.79	6.79	1260	-1260	-533	0.00	0.20	0.00	0.00000

### 3.8.3.3 Inviluppo verifiche SLE

Si riportano i valori di inviluppo delle verifiche SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	5.65	5.65	26.43	1028.27	204.85
0.65	5.65	5.65	14.58	115.01	580.41
1.20	5.65	5.65	25.23	193.44	1069.17
1.70	5.65	5.65	15.35	122.83	618.75
2.30	5.65	5.65	26.38	1025.39	204.49

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	-2.7	0.00
0.65	-1.2	0.00
1.20	0.2	0.00
1.70	1.5	0.00
2.30	2.6	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	6.79	6.79	29.51	185.47	1014.39
0.70	6.79	6.79	12.32	357.05	92.07
1.20	6.79	6.79	23.23	767.09	151.65
1.70	6.79	6.79	12.36	358.50	92.27
2.30	6.79	6.79	29.42	185.04	1011.21

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	2.7	0.00
0.70	1.2	0.00
1.20	0.0	0.00
1.70	-1.2	0.00
2.30	-2.7	0.00

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	6.79	6.79	37.15	269.40	1106.60
1.44	6.79	6.79	12.36	226.95	112.60
2.75	6.79	6.79	29.58	210.32	879.00

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	2.5	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

1.44	-0.1	0.00
2.75	-1.4	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	6.79	6.79	37.07	265.89	1121.40
1.44	6.79	6.79	12.44	230.07	113.11
2.75	6.79	6.79	29.50	209.84	876.05

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	-2.5	0.00
1.44	0.1	0.00
2.75	1.4	0.00

## 4 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO 1

### 4.1 Premessa

Il progetto prevede la realizzazione di tre stazioni di sollevamento, realizzate con elementi prefabbricati in c.a.. Dall'analisi dei disegni e delle relazioni geotecniche a disposizione, è stato deciso di effettuare due analisi, tenendo conto sia della geometria ritenuta più sfavorevole sia delle caratteristiche del terreno. Nei successivi paragrafi verrà descritta la geometria adottata nel modello di calcolo.

### 4.2 Quadro normativo

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 14 GENNAIO 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 4.3 Vita nominale

La vita nominale, intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata, è stata valutata in comune accordo tra committente e progettista in 50 anni.

Appartengono infatti a tale categoria Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

### 4.4 Classe d'uso

La classe d'uso di un edificio in presenza di azioni sismiche, è funzione delle conseguenze correlate ad una eventuale interruzione dell'operatività della struttura o di un suo collasso. Per il progetto corrente la categoria individuata è la numero II, ossia costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza rilevanti funzioni sociali.

### 4.5 Materiali

Dalle indicazioni riportate dalla ditta fornitrice degli elementi prefabbricati, i manufatti saranno realizzati con del tipo:

**C40/50** (Rck 500 Kg/cm<sup>2</sup>)

I cui minimi parametri da garantire a 28 giorni dall'esecuzione del getto sono:

Den.	Formula	C40/50
$f_{ck}$	-	40 MPA
$R_{ck}$	$= 1.2 \cdot f_{ck}$	50 MPA
$f_{ctm}$	$= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.51 MPA
$f_{ctk0,05}$	$= 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.46 MPA

$E_{cm}$	$= 22000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{1/3}$ (valore medio)	37111 MPa
$\nu$	Rapporto di Poisson	0.2
$\gamma_c$	-	1.5
$\alpha_{cc}$	Coeff. rid. per resistenze di lunga durata	0.85
$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	22.67 MPa
$f_{c2}$	$= (0.7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd}$	11.34 MPa
$\tau_{rd}$	$= 0.25 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$	0.41 MPa
$\epsilon_{c2}$	Def. relativa al picco di compressione $f_c$	0.20%
$\epsilon_{cu}$	Deformazione ultima a rottura	0.35%

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle armature è del tipo **B450C** in barre ad aderenza migliorata le cui caratteristiche sono di seguito elencate:

Den.	Descrizione	Formula	B450C
$\phi$	Diametri utilizzabili	-	da 6 a 40 mm
$f_{tk}$	Resistenza caratteristica a trazione [MPa] ( $\geq f_{t\ nom} = 540$ )	-	540
$f_{yk} - f_{0.2k}$	Tensione caratteristica di snervamento [MPa] ( $\geq 450$ $f_{y\ nom} = 450$ )	-	450
$(f_t/f_y)_k$	Rapporto di sovraresistenza	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	-	$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1.25$
$A_{gtk}$	Allungamento totale al carico massimo	-	$\geq 7.5\%$
E	Modulo elastico longitudinale [KN/mm <sup>2</sup> ]	-	210
$\gamma_y$	Fattore di sicurezza parziale proprietà acciaio	-	1.15
$f_{yd}$	Resistenza a trazione caratteristica [MPa]	$f_{yd}/\gamma_y$	391.3

## 4.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

### 4.6.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali, relativi al peso proprio del manufatto e al peso del terreno di ricoprimento ed alla spinta laterale, vengono direttamente computati dal software in base ai dati geometrici ed ai pesi specifici indicati in seguito.

### 4.6.2 Carichi permanenti non strutturali

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- peso sottofondo interno, spessore medio 60cm, gravante sulla fondazione
- peso acqua nell'ipotesi di vasca riempita da 3m di acqua, gravante sulla fondazione; non è stato considerato il caso di spinta interna dell'acqua sui piedritti, poiché risulterebbe a favore di sicurezza perché andrebbe a contrapporsi alla spinta esterna del terreno.

### 4.6.3 Carichi variabili

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi variabili:

- peso derivato dal passaggio di mezzi su strade di prima categoria, computato in 2000 kg/mq;
- contributo della falda;

Il contributo della neve non è stato considerato ai fini del dimensionamento, sia perché l'entità di tale carico (all'incirca 130 kg/mq) risulta essere di gran lunga inferiore al peso dovuto al passaggio dei mezzi, sia perché, nelle combinazioni dei carichi, il coefficiente  $\Psi$  del carico da neve è uguale a zero (NTC §5.1.3.12, tab 5.1.VI).

### 4.6.4 Azione sismica

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione in funzione dello stato limite considerato dipende sia dall'accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su suolo orizzontale di categoria A, che dallo spettro di risposta elastico a quest'ultima corrispondente.

A loro volta le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento ( $P_{vr}$ ) prevista dalla norma possono essere ricavate grazie ai parametri  $a_g$  (Accelerazione orizzontale massima del sito),  $F_0$  (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T^*_c$  (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) definiti dalla normativa italiana a seconda della localizzazione dell'area di costruzione all'interno del Reticolo Nazionale di Riferimento.

Nei paragrafi a seguire verranno progressivamente ricavati tutti i valori necessari per la costruzione degli spettri agli SL di Vita, SL di Danno e di Operatività.

#### 4.6.4.1 Localizzazione del sito d'intervento

<b>Località</b>	Comune di Merone
<b>Latitudine</b>	45.78813° N
<b>Longitudine</b>	9.245167° E
<b>ID punti reticolo d'appartenenza</b>	10708 10707 10929 10930

#### 4.6.4.2 Periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica

Il periodo  $V_R$  rispetto al quale sono valutate le azioni sismiche viene ricavato moltiplicando la vita nominale della struttura per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), a sua volta funzione della classe d'uso:

$$C_U = 1$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

#### 4.6.4.3 Probabilità di superamento e Periodo di ritorno

La probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) del periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'individuazione dell'azione sismica è funzione dello stato limite considerato. A meno di particolari indicazioni a riguardo, gli SL richiesti per la verifica strutturale e le relative  $P_{VR}$  sono:

<b>STATI LIMITE D'ESERCIZIO</b>	di <b>Operatività (SLO)</b>	<b>81%</b>
	di <b>Danno (SLD)</b>	<b>63%</b>
<b>STATI LIMITE ULTIMI*:</b>	di <b>salvaguardia della Vita (SLV)</b>	<b>10%</b>
*: A tale categoria appartiene anche il caso degli SL di collasso, che tuttavia non è richiesto ai fini della verifica.		

A questo punto, grazie all'espressione  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ , è possibile valutare il periodo di ritorno ( $T_R$ ) dei corrispondenti terremoti:

$P_{VR}$	$T_R$ [anni]
81%	30
63%	50
10%	475

#### 4.6.4.4 Definizione dei parametri $a_g$ , $F_0$ e $T^*_C$

I valori forniti dal D.M. 2008 di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  in funzione dei valori di Latitudine, Longitudine e Periodo di ritorno determinati ai punti precedenti sono:

Stato limite considerato	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_C$
SLD	0.05	2.643	0.277
SLV	0.02	2.563	0.184

#### 4.6.4.5 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

La definizione dell'azione sismica, oltre che dipendere dalla zonazione di progetto, risulta influenzata anche dalla categoria del sottosuolo ivi presente; in questo caso la stratigrafia del sito è stata ipotizzata, assumendo che i terreni naturali in oggetto appartengano alla categoria C.

Categoria	Descrizione	$S_s$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica)	$C_c$
C	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g},$ con $1.00 \leq S_s \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_C)^{-0.33}$

Pertanto i valori di  $S_s$  e  $C_c$  in funzione dello SL considerato sono:

Stato limite considerato	$S_s$	$C_c$
SLD	1.5	1.603
SLV	1.5	1.835

#### 4.6.4.6 Coefficiente di amplificazione topografica

Per la completa definizione dello spettro elastico di risposta deve essere inoltre determinata la configurazione superficiale del sito in oggetto; nel caso corrente la categoria è la T1, ossia *superfici pianeggianti e pendii o rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* , cui è associato il seguente coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ):

Categoria	$S_T$
T1	1.00

#### 4.6.4.7 Categoria di sottosuolo

La combinazione dei parametri  $S_s$  ed  $S_T$  porta alla definizione del parametro  $S$ , ossia, la categoria di sottosuolo:

Stato limite considerato	$S_s$	$S_T$	$S$
SLV	1.5	1.00	1.5

SLD	1.5	1.00	1.5
-----	-----	------	-----

4.7 ANALISI

4.7.1 Dati

4.7.1.1 Geometria

Descrizione:	Scatolare semplice		
Altezza esterna	4.00	[m]	
Larghezza esterna	6.50	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]	
Spessore piedritto sinistro	0.25	[m]	
Spessore piedritto destro	0.25	[m]	
Spessore fondazione	0.25	[m]	
Spessore traverso	0.25	[m]	

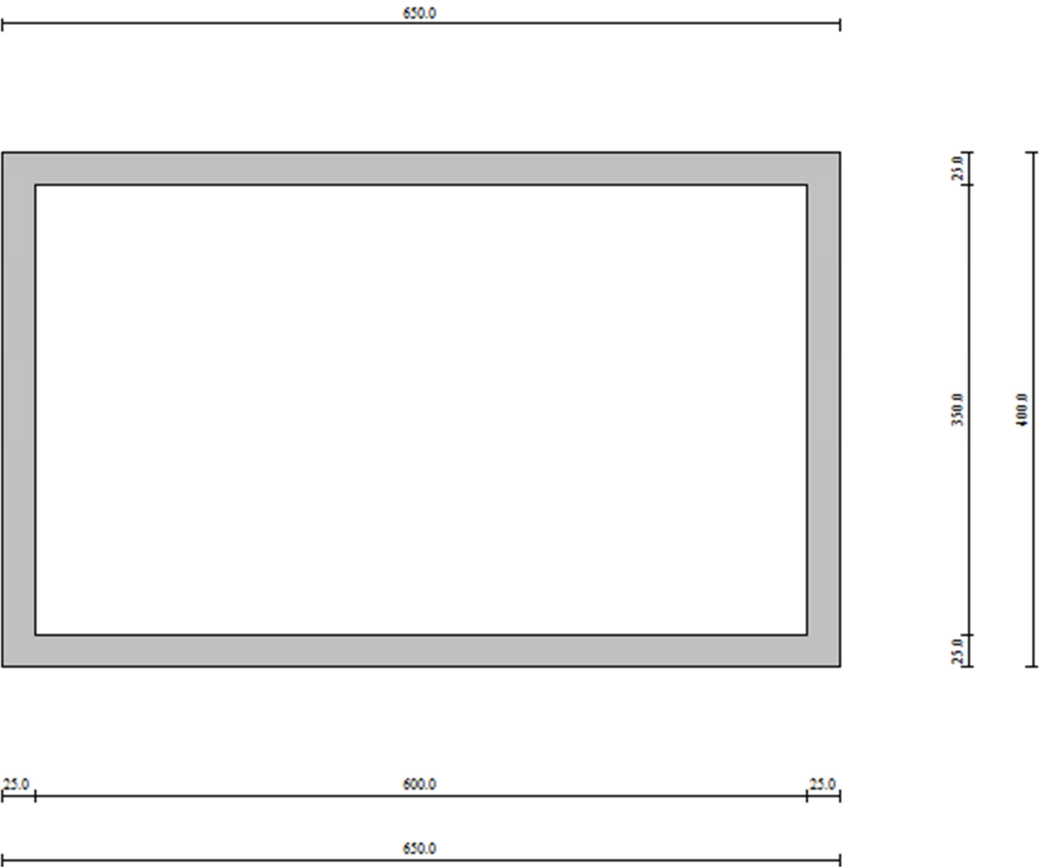


Figura 5- Geometria scatolare



#### 4.7.1.2 Caratteristiche strati terreno

##### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0.40	[m]
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

##### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]

##### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	2.50	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]
Tensione limite	3.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

#### 4.7.1.3 Falda

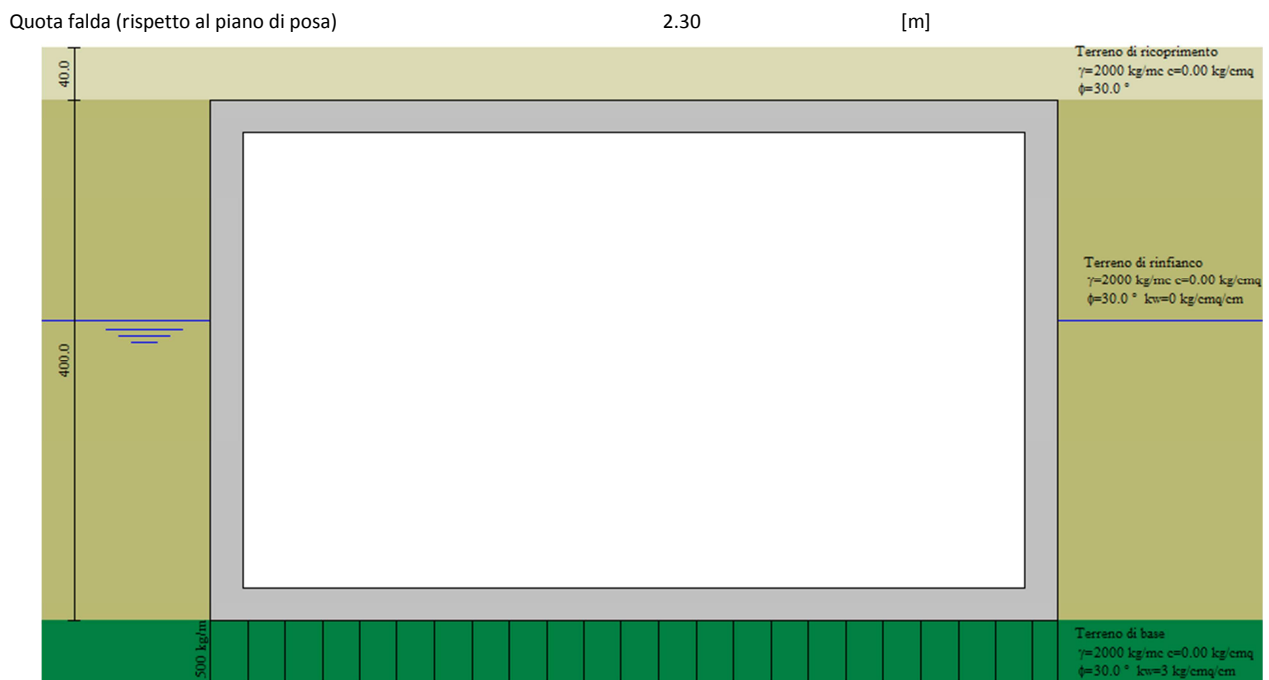


Figura 6- Schema terreno

## 4.7.2 Impostazioni di progetto

### Verifica materiali:

#### **Stato Limite Ultimo**

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

### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
$b_w$	larghezza minima sezione [mm]
$\sigma_{cp}$	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura
$A_{sw}$	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo, funzione di $f_{cd}$ e $\sigma_{cp}$

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

#### **Stato Limite di Esercizio**

### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$$0.60 f_{ck}$$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$$0.45 f_{ck}$$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$$0.80 f_{yk}$$

### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0.20$   $w_2=0.30$   $w_3=0.40$

### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

## 4.7.3 Condizioni di carico

## Relazione di calcolo strutturale

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
Coppie concentrate positive se antiorarie  
Ascisse  $X$  (esprese in m) positive verso destra  
Ordinate  $Y$  (esprese in m) positive verso l'alto  
Carichi concentrati espressi in kg  
Coppie concentrate espressi in kgm  
Carichi distribuiti espressi in kg/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

$X$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 $Y$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente  $Y$  del carico concentrato  
 $F_x$  componente  $X$  del carico concentrato  
 $M$  momento

#### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

#### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

#### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

#### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

#### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

#### Condizione di carico n° 7 (Sottofondo interno)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 6.50$	$V_{ni} = 1500$	$V_{nf} = 1500$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	--------------	--------------

#### Condizione di carico n° 8 (Acqua interna)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 6.50$	$V_{ni} = 3000$	$V_{nf} = 3000$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	--------------	--------------

#### Condizione di carico n° 9 (Mezzi)

Distr	Terreno	$X_i = -4.00$	$X_f = 10.50$	$V_{ni} = 2000$	$V_{nf} = 2000$		
-------	---------	---------------	---------------	-----------------	-----------------	--	--

## 4.7.4 Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\psi$  Coefficiente di combinazione della condizione  
 $C$  Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2008

### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_Q$  Coefficiente parziale 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

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

## Relazione di calcolo strutturale

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coeff. di combinazione	$\Psi_0 = 0.70$	$\Psi_1 = 0.50$	$\Psi_2 = 0.00$
------------------------	-----------------	-----------------	-----------------

#### Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	0.70	1.05

#### Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	0.70	0.91

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	1.00	1.30

### Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 12 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 13 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 16 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 17 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 18 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 21 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00



## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
-----------------	------	------	------

### Combinazione n° 23 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 24 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 25 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 28 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 29 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 30 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 31 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 32 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 33 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.70	0.70

### Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 36 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 37 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 38 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 39 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 40 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

## Relazione di calcolo strutturale

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 41 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 42 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 43 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 44 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 45 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 46 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 47 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 48 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 49 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 50 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 51 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 52 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 53 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 54 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 55 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## 4.7.5 Tipo di spinta

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$  ascisse (esprese in m) positive verso destra

$Y$  ordinate (esprese in m) positive verso l'alto

$M$  momento espresso in kgm

$V$  taglio espresso in kg

$SN$  sforzo normale espresso in kg

$ux$  spostamento direzione X espresso in cm

$uy$  spostamento direzione Y espresso in cm

$\sigma_t$  pressione sul terreno espressa in kg/cmq

## Relazione di calcolo strutturale

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva [combinazione 1]  
Attiva [combinazione 2]  
Attiva [combinazione 3]  
Attiva [combinazione 4]  
Attiva [combinazione 5]  
Attiva [combinazione 6]  
Attiva [combinazione 7]  
Attiva [combinazione 8]  
Attiva [combinazione 9]  
Attiva [combinazione 10]  
Attiva [combinazione 11]  
Attiva [combinazione 12]  
Attiva [combinazione 13]  
Attiva [combinazione 14]  
Attiva [combinazione 15]  
Attiva [combinazione 16]  
Attiva [combinazione 17]  
Attiva [combinazione 18]  
Attiva [combinazione 19]  
Attiva [combinazione 20]  
Attiva [combinazione 21]  
Attiva [combinazione 22]  
Attiva [combinazione 23]  
Attiva [combinazione 24]  
Attiva [combinazione 25]  
Attiva [combinazione 26]  
Attiva [combinazione 27]  
Attiva [combinazione 28]  
Attiva [combinazione 29]  
Attiva [combinazione 30]  
Attiva [combinazione 31]  
Attiva [combinazione 32]  
Attiva [combinazione 33]  
Attiva [combinazione 34]  
Attiva [combinazione 35]  
Attiva [combinazione 36]  
Attiva [combinazione 37]  
Attiva [combinazione 38]  
Attiva [combinazione 39]  
Attiva [combinazione 40]  
Attiva [combinazione 41]  
Attiva [combinazione 42]  
Attiva [combinazione 43]  
Attiva [combinazione 44]  
Attiva [combinazione 45]  
Attiva [combinazione 46]  
Attiva [combinazione 47]  
Attiva [combinazione 48]  
Attiva [combinazione 49]  
Attiva [combinazione 50]  
Attiva [combinazione 51]  
Attiva [combinazione 52]  
Attiva [combinazione 53]  
Attiva [combinazione 54]  
Attiva [combinazione 55]

### Sisma

**Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g =$

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

## Relazione di calcolo strutturale

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.27$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.64$

### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.22 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 0.61$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.30$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica	Mononobe-Okabe
----------------	----------------

Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]
--------------------------------	-----------

### Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.297	0.000
2	0.364	0.000
3	0.297	0.000
4	0.364	0.000
5	0.297	0.000
6	0.364	0.000
7	0.297	0.303
8	0.297	0.307
9	0.364	0.375
10	0.364	0.371
11	0.297	0.303
12	0.297	0.307
13	0.364	0.375
14	0.364	0.371
15	0.297	0.303
16	0.297	0.307
17	0.364	0.375
18	0.364	0.371
19	0.297	0.307
20	0.297	0.303
21	0.364	0.375
22	0.364	0.371
23	0.297	0.307
24	0.297	0.303
25	0.364	0.375
26	0.364	0.371
27	0.297	0.307
28	0.297	0.303
29	0.364	0.375
30	0.364	0.371
31	0.297	0.000
32	0.297	0.000
33	0.297	0.000
34	0.297	0.000
35	0.297	0.000
36	0.297	0.302
37	0.297	0.300
38	0.297	0.302
39	0.297	0.300



## Relazione di calcolo strutturale

40	0.297	0.302
41	0.297	0.300
42	0.297	0.302
43	0.297	0.300
44	0.297	0.302
45	0.297	0.300
46	0.297	0.302
47	0.297	0.300
48	0.297	0.302
49	0.297	0.300
50	0.297	0.302
51	0.297	0.300
52	0.297	0.302
53	0.297	0.300
54	0.297	0.302
55	0.297	0.300

### Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	66
Numero elementi traverso	34
Numero elementi piedritto sinistro	40
Numero elementi piedritto destro	40
Numero molle fondazione	67
Numero molle piedritto sinistro	41
Numero molle piedritto destro	41

## 4.7.6 Risultati per analisi

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio di analisi del modello per una particolare combinazione di carico.

### Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1040.00 [kg/mq]

### Carichi verticali in calotta

$X_i$	$X_j$	$Q[\text{kg/mq}]$
-14.23	-4.23	1040.00
-4.23	10.73	3075.17
10.73	20.73	1040.00

### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 859.15 [kg/mq]	Pressione inf. 2929.39 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 859.15 [kg/mq]	Pressione inf. 2929.39 [kg/mq]

### Falda

Spinta	3438[kg]
Sottospinta	2990[kg/mq]

## 4.7.7 Sollecitazioni

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle sollecitazioni per una particolare combinazione di carico.

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-7666.64	-15286.54	6526.53
1.70	4777.70	-1973.18	6526.53
3.25	5780.30	349.52	6526.53
4.80	4499.73	2881.54	6526.53
6.38	-7604.80	14657.53	6526.53

### Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-9303.75	12158.87	4350.03
1.75	5321.47	5841.40	4350.03
3.25	9709.94	9.89	4350.03
4.75	5351.15	-5821.61	4350.03
6.38	-9241.92	-12139.08	4350.03

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-7666.64	6536.39	15838.56
2.00	-3621.47	-1249.39	13682.31
3.88	-9303.75	-4350.03	12158.87

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-7604.80	-6536.39	15185.96
2.00	-3559.63	1249.39	13662.52
3.88	-9241.92	4350.03	12139.08

## 4.7.8 Pressioni terreno

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle pressioni sul terreno per una particolare combinazione di carico, ma si afferma che i valori massimi registrati risultano inferiori al limite imposto agli SLU, pari a 4.84 kg/cm<sup>2</sup> (da Relazione geologico-tecnica) per il Sollevamento n° 1 .

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	$\sigma_i$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.13	1.77
1.70	0.87
3.25	0.49
4.80	0.85
6.38	1.69

Per quanto riguarda le combinazioni agli SLE, il valore di picco risulta nella combinazione n°35, pari a 1.47 kg/cmq, mentre il valore medio della tensione risulta pari a 1.15 kg/cmq, a fronte di una tensione limite ammissibile in fase di esercizio pari a 1.6 kg/cmq, determinata sulla scorta di cedimenti del terreno accettabili (da Relazione geologico-tecnica).

## 4.7.9 Involuppi analisi

Si riportano i valori degli involuppi degli spostamenti nodali, delle sollecitazioni e delle pressioni in fondazione ottenuti tramite le analisi svolte.

### 4.7.9.1 Involuppo spostamenti nodali

#### Involuppo spostamenti fondazione

X [m]	u <sub>xmin</sub> [cm]	u <sub>xmax</sub> [cm]	u <sub>ymin</sub> [cm]	u <sub>ymax</sub> [cm]
0.13	-0.0395	0.0424	0.3896	0.8453
1.70	-0.0402	0.0416	0.2323	0.4092
3.25	-0.0409	0.0409	0.1235	0.3136
4.80	-0.0416	0.0402	0.2264	0.4003
6.31	-0.0424	0.0395	0.3694	0.8151

#### Involuppo spostamenti traverso

X [m]	u <sub>xmin</sub> [cm]	u <sub>xmax</sub> [cm]	u <sub>ymin</sub> [cm]	u <sub>ymax</sub> [cm]
0.13	-0.0900	0.0577	0.3919	0.8522
1.75	-0.0904	0.0573	0.5540	1.4341
3.25	-0.0908	0.0569	0.6278	1.6981
4.75	-0.0912	0.0565	0.5449	1.4204
6.38	-0.0916	0.0561	0.3718	0.8220

#### Involuppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u <sub>xmin</sub> [cm]	u <sub>xmax</sub> [cm]	u <sub>ymin</sub> [cm]	u <sub>ymax</sub> [cm]
0.13	-0.0395	0.0424	0.3896	0.8453
2.00	-0.2294	0.0029	0.3909	0.8489
3.88	-0.0900	0.0577	0.3919	0.8522

#### Involuppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u <sub>xmin</sub> [cm]	u <sub>xmax</sub> [cm]	u <sub>ymin</sub> [cm]	u <sub>ymax</sub> [cm]
0.13	-0.0424	0.0395	0.3694	0.8151
2.00	-0.0214	0.2016	0.3707	0.8187
3.88	-0.0916	0.0561	0.3718	0.8220

### 4.7.9.2 Involuppo sollecitazioni nodali

#### Involuppo sollecitazioni fondazione

## Relazione di calcolo strutturale

X [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-8573	-3434	-17904	-6824	2671	6527
1.70	1837	5820	-2164	-710	2675	6527
3.25	2511	6884	224	491	2675	6527
4.80	1652	5542	1437	3223	2675	6527
6.38	-8511	-3392	6405	17275	2671	6527

### Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-11238	-3293	4410	14885	1687	4902
1.75	1713	6665	2101	7150	1690	4902
3.25	3381	12035	-40	54	1690	4902
4.75	1732	6695	-7130	-2088	1690	4902
6.38	-11176	-3252	-14865	-4397	1687	4902

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-8573	-3434	2591	6536	7161	18564
2.00	-4946	-731	-1362	-92	5575	16408
3.88	-11238	-3293	-4902	-1687	4410	14885

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.13	-8511	-3392	-6536	-2591	6726	17912
2.00	-4884	-690	92	1362	5561	16388
3.88	-11176	-3252	1687	4902	4397	14865

## 4.7.9.3 Inviluppo pressioni terreno

### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tmax}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.13	0.97	2.11
1.70	0.58	1.02
3.25	0.31	0.78
4.80	0.57	1.00
6.38	0.92	2.04

## 4.8 VERIFICHE

### 4.8.1 Schema armature

Si riportano le armature ottenute dall'analisi, nel rispetto delle verifiche SLU e SLE e delle indicazioni fornite dalla normativa.

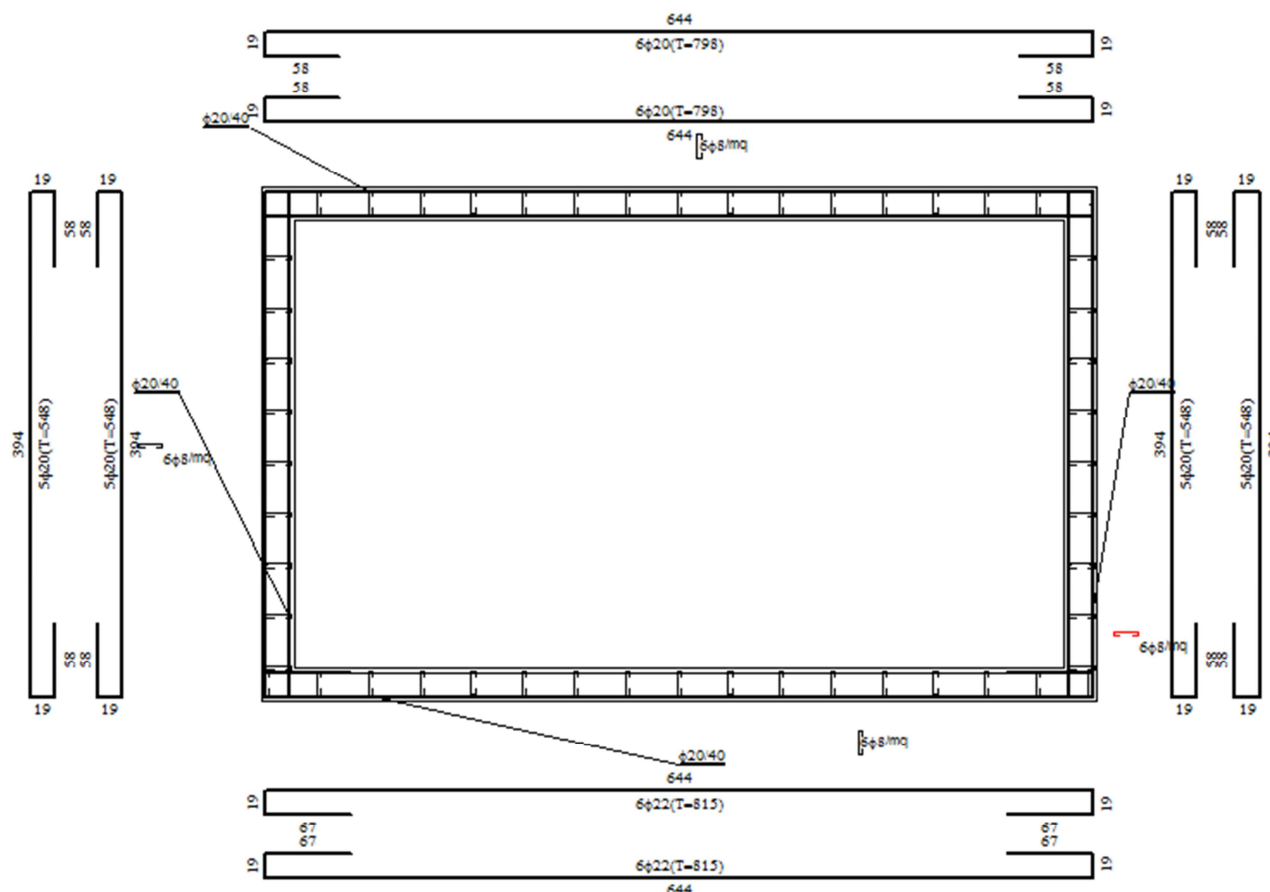


Figura 7- Armature

## 4.8.2 Verifiche SLU

Le verifiche agli SLU, condotte per verificare le sezioni a flessione, taglio ed azione assiale, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione       $B = 100 \text{ cm}$   
 Altezza sezione       $H = 25.00 \text{ cm}$

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	$N_u$	$M_u$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	CS
1	0.13	7667 (7667)	6527	16214	19047	22.81	22.81	2.48
2	1.70	-4778 (-5168)	6527	25092	-19871	22.81	22.81	3.84
3	3.25	-5780 (-5798)	6527	22051	-19588	22.81	22.81	3.38
4	4.80	-4500 (-5070)	6527	25644	-19922	22.81	22.81	3.93
5	6.38	7605 (7667)	6527	16214	19047	22.81	22.81	2.48

#### Verifiche taglio

N°	X	V	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
1	0.13	-15287	19301	0	0	0.00
2	1.70	-1973	19301	0	0	0.00
3	3.25	350	19301	0	0	0.00
4	4.80	2882	19301	0	0	0.00
5	6.38	14658	19301	0	0	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-9304 (-9304)	4350	7157	-15307	18.85	18.85	1.65
2	1.75	5321 (6478)	4350	10488	15619	18.85	18.85	2.41
3	3.25	9710 (9710)	4350	6844	15278	18.85	18.85	1.57
4	4.75	5351 (6504)	4350	10444	15614	18.85	18.85	2.40
5	6.38	-9242 (-9304)	4350	7157	-15307	18.85	18.85	1.65

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	12159	17879	0	0	0.00
2	1.75	5841	17879	0	0	0.00
3	3.25	10	17879	0	0	0.00
4	4.75	-5822	17879	0	0	0.00
5	6.38	-12139	17879	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-7667 (-8961)	15839	26127	-14782	15.71	15.71	1.65
2	2.00	-3621 (-3869)	13682	65381	-18487	15.71	15.71	4.78
3	3.88	-9304 (-9304)	12159	18359	-14048	15.71	15.71	1.51

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	6536	18375	0	0	0.00
2	2.00	-1249	18090	0	0	0.00
3	3.88	-4350	17889	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-7605 (-8899)	15186	25051	-14680	15.71	15.71	1.65
2	2.00	-3560 (-3807)	13663	66841	-18625	15.71	15.71	4.89
3	3.88	-9242 (-9242)	12139	18465	-14058	15.71	15.71	1.52

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-6536	18289	0	0	0.00
2	2.00	1249	18088	0	0	0.00
3	3.88	4350	17886	0	0	0.00

#### 4.8.2.1 Involuppo verifiche SLU

##### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	22.81	22.81	2.19
1.70	22.81	22.81	3.08
3.25	22.81	22.81	2.76
4.80	22.81	22.81	3.12
6.38	22.81	22.81	2.19

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	18994	0	0	0.00
1.70	18994	0	0	0.00
3.25	18994	0	0	0.00
4.80	18994	0	0	0.00
6.38	18994	0	0	0.00

##### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	18.85	18.85	1.36
1.75	18.85	18.85	1.92
3.25	18.85	18.85	1.26
4.75	18.85	18.85	1.91
6.38	18.85	18.85	1.36

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	17613	0	0	0.00
1.75	17613	0	0	0.00
3.25	17613	0	0	0.00
4.75	17613	0	0	0.00
6.38	17613	0	0	0.00

##### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.54
2.00	15.71	15.71	3.36
3.88	15.71	15.71	1.25

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	17535	0	0	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

2.00	17251	0	0	0.00
3.88	17050	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.54
2.00	15.71	15.71	3.41
3.88	15.71	15.71	1.26

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	17449	0	0	0.00
2.00	17248	0	0	0.00
3.88	17047	0	0	0.00

## 4.8.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli SLE, condotte per verificare le tensioni in esercizio e le fessurazioni, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### 4.8.3.1 Verifica tensioni

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kgm
V	Taglio, espresso in kg
N	Sforzo normale, espresso in kg
A <sub>fi</sub>	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A <sub>fs</sub>	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ <sub>fi</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>fs</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>c</sub>	Tensione nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
τ <sub>c</sub>	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
A <sub>sw</sub>	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	3565	2675	22.81	22.81	300.9	758.1	31.2
2	1.70	-2140	2675	22.81	22.81	433.4	187.1	19.0
3	3.25	-2594	2675	22.81	22.81	536.8	223.3	22.9
4	4.80	-1954	2675	22.81	22.81	391.2	172.2	17.4
5	6.38	3524	2675	22.81	22.81	297.6	748.7	30.9

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-6880	-3.68	0.00
2	1.70	-769	-0.41	0.00
3	3.25	331	0.18	0.00
4	4.80	1494	0.80	0.00



## Relazione di calcolo strutturale

5      6.38      6461      3.46      0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione      H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	-3405	1690	18.85	18.85	891.9	302.7	32.8
2	1.75	1960	1690	18.85	18.85	179.1	495.7	19.0
3	3.25	3573	1690	18.85	18.85	317.0	937.9	34.3
4	4.75	1980	1690	18.85	18.85	180.8	501.1	19.2
5	6.38	-3364	1690	18.85	18.85	880.6	299.2	32.4

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	4460	2.38	0.00
2	1.75	2144	1.15	0.00
3	3.25	7	0.00	0.00
4	4.75	-2131	-1.14	0.00
5	6.38	-4447	-2.38	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione      H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	-3565	7225	15.71	15.71	953.1	375.0	39.0
2	2.00	-1366	5632	15.71	15.71	285.7	160.9	15.4
3	3.88	-3405	4460	15.71	15.71	981.4	341.6	36.7

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	2679	1.43	0.00
2	2.00	-170	-0.09	0.00
3	3.88	-1690	-0.90	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione      H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	-3524	6790	15.71	15.71	952.2	368.4	38.5
2	2.00	-1325	5618	15.71	15.71	272.9	156.9	15.0
3	3.88	-3364	4447	15.71	15.71	968.3	337.8	36.3

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-2679	-1.43	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

2	2.00	170	0.09	0.00
3	3.88	1690	0.90	0.00

### 4.8.3.2 Verifica fessurazioni

#### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	22.81	22.81	2649	-2649	3565	0.05	0.20	105.02	0.00025
2	1.70	22.81	22.81	2649	-2649	-2140	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.25	22.81	22.81	2649	-2649	-2594	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	4.80	22.81	22.81	2649	-2649	-1954	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	6.38	22.81	22.81	2649	-2649	3524	0.04	0.20	105.02	0.00025

#### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	18.85	18.85	2551	-2551	-3405	0.07	0.20	144.24	0.00030
2	1.75	18.85	18.85	2551	-2551	1960	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.25	18.85	18.85	2551	-2551	3573	0.06	0.20	111.08	0.00033
4	4.75	18.85	18.85	2551	-2551	1980	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	6.38	18.85	18.85	2551	-2551	-3364	0.07	0.20	144.24	0.00030

#### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	-3565	0.09	0.20	167.83	0.00030
2	2.00	15.71	15.71	2472	-2472	-1366	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.88	15.71	15.71	2472	-2472	-3405	0.09	0.20	167.83	0.00032

#### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	-3524	0.09	0.20	167.83	0.00030
2	2.00	15.71	15.71	2472	-2472	-1325	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.88	15.71	15.71	2472	-2472	-3364	0.09	0.20	167.83	0.00031

### 4.8.3.3 Involuppo verifiche SLE

Si riportano i valori di involuppo delle verifiche SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	22.81	22.81	54.33	1323.78	523.29

## Relazione di calcolo strutturale

1.70	22.81	22.81	36.47	356.72	848.28
3.25	22.81	22.81	43.25	419.96	1028.68
4.80	22.81	22.81	34.88	341.92	806.10
6.38	22.81	22.81	53.98	1314.39	520.00

X	$\tau_c$	$A_{sw}$
0.13	-6.9	0.00
1.70	-0.9	0.00
3.25	0.2	0.00
4.80	1.2	0.00
6.38	6.6	0.00

### Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.13	18.85	18.85	76.45	704.65	2095.19
1.75	18.85	18.85	45.42	1198.19	424.98
3.25	18.85	18.85	81.40	2238.38	749.27
4.75	18.85	18.85	45.61	1203.62	426.67
6.38	18.85	18.85	76.06	701.13	2083.89

X	$\tau_c$	$A_{sw}$
0.13	5.6	0.00
1.75	2.7	0.00
3.25	0.0	0.00
4.75	-2.7	0.00
6.38	-5.6	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.13	15.71	15.71	68.06	658.00	1640.71
2.00	15.71	15.71	38.23	388.98	779.61
3.88	15.71	15.71	85.81	799.21	2291.24

Y	$\tau_c$	$A_{sw}$
0.13	2.7	0.00
2.00	-0.5	0.00
3.88	-1.9	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.13	15.71	15.71	67.54	651.37	1639.79
2.00	15.71	15.71	37.79	385.02	766.71

Relazione di calcolo strutturale

3.88	15.71	15.71	85.38	795.36	2278.17
<b>Y</b>	<b><math>\tau_c</math></b>		<b><math>A_{sw}</math></b>		
0.13	-2.7		0.00		
2.00	0.5		0.00		
3.88	1.9		0.00		

## 5 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO 2

### 5.1 Premessa

Il progetto prevede la realizzazione di tre stazioni di sollevamento, realizzate con elementi prefabbricati in c.a.. Dall'analisi dei disegni e delle relazioni geotecniche a disposizione, è stato deciso di effettuare due analisi, tenendo conto sia della geometria ritenuta più sfavorevole sia delle caratteristiche del terreno. Nei successivi paragrafi verrà descritta la geometria adottata nel modello di calcolo.

### 5.2 Quadro normativo

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 14 GENNAIO 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 5.3 Vita nominale

La vita nominale, intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata, è stata valutata in comune accordo tra committente e progettista in 50 anni.

Appartengono infatti a tale categoria Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

### 5.4 Classe d'uso

La classe d'uso di un edificio in presenza di azioni sismiche, è funzione delle conseguenze correlate ad una eventuale interruzione dell'operatività della struttura o di un suo collasso. Per il progetto corrente la categoria individuata è la numero II, ossia costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza rilevanti funzioni sociali.

### 5.5 Materiali

Dalle indicazioni riportate dalla ditta fornitrice degli elementi prefabbricati, i manufatti saranno realizzati con del tipo:

**C40/50** (Rck 500 Kg/cm<sup>2</sup>)

I cui minimi parametri da garantire a 28 giorni dall'esecuzione del getto sono:

Den.	Formula	C40/50
$f_{ck}$	-	40 MPA
$R_{ck}$	$= 1.2 \cdot f_{ck}$	50 MPA
$f_{ctm}$	$= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.51 MPA
$f_{ctk0,05}$	$= 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.46 MPA
$E_{cm}$	$= 22000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{1/3}$ (valore medio)	37111 MPA

$\nu$	Rapporto di Poisson	0.2
$\gamma_c$	-	1.5
$\alpha_{cc}$	Coeff. rid. per resistenze di lunga durata	0.85
$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	22.67 MPa
$f_{c2}$	$= (0.7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd}$	11.34 MPa
$\tau_{rd}$	$= 0.25 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$	0.41 MPa
$\epsilon_{c2}$	Def. relativa al picco di compressione $f_c$	0.20%
$\epsilon_{cu}$	Deformazione ultima a rottura	0.35%

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle armature è del tipo **B450C** in barre ad aderenza migliorata le cui caratteristiche sono di seguito elencate:

Den.	Descrizione	Formula	B450C
$\phi$	Diametri utilizzabili	-	da 6 a 40 mm
$f_{tk}$	Resistenza caratteristica a trazione [MPa] ( $\geq f_{t\ nom} = 540$ )	-	540
$f_{yk} - f_{0.2k}$	Tensione caratteristica di snervamento [MPa] ( $\geq 450$ $f_{y\ nom} = 450$ )	-	450
$(f_t/f_y)_k$	Rapporto di sovraresistenza	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	-	$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1.25$
$A_{gtk}$	Allungamento totale al carico massimo	-	$\geq 7.5\%$
E	Modulo elastico longitudinale [KN/mm <sup>2</sup> ]	-	210
$\gamma_y$	Fattore di sicurezza parziale proprietà acciaio	-	1.15
$f_{yd}$	Resistenza a trazione caratteristica [MPa]	$f_{yd}/\gamma_y$	391.3

## 5.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

### 5.6.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali, relativi al peso proprio del manufatto e al peso del terreno di ricoprimento ed alla spinta laterale, vengono direttamente computati dal software in base ai dati geometrici ed ai pesi specifici indicati in seguito.

### 5.6.2 Carichi permanenti non strutturali

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- peso permanente non strutturale, computato in 400kg/mq
- peso acqua nell'ipotesi di vasca riempita da 1.80m di acqua, gravante sulla fondazione; non è stato considerato il caso di spinta interna dell'acqua sui piedritti, poiché risulterebbe a favore di sicurezza perché andrebbe a contrapporsi alla spinta esterna del terreno.

### 5.6.3 Carichi variabili

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi variabili:

- peso derivato dal passaggio di mezzi su strade di prima categoria, computato in 2000 kg/mq;
- contributo della falda;

Il contributo della neve non è stato considerato ai fini del dimensionamento, sia perché l'entità di tale carico (all'incirca 130 kg/mq) risulta essere di gran lunga inferiore al peso dovuto al passaggio dei mezzi, sia perché, nelle combinazioni dei carichi, il coefficiente  $\Psi$  del carico da neve è uguale a zero (NTC §5.1.3.12, tab 5.1.VI).

## 5.6.4 Azione sismica

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione in funzione dello stato limite considerato dipende sia dall'accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su suolo orizzontale di categoria A, che dallo spettro di risposta elastico a quest'ultima corrispondente.

A loro volta le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento ( $P_{vr}$ ) prevista dalla norma possono essere ricavate grazie ai parametri  $a_g$  (Accelerazione orizzontale massima del sito),  $F_0$  (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T^*_c$  (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) definiti dalla normativa italiana a seconda della localizzazione dell'area di costruzione all'interno del Reticolo Nazionale di Riferimento.

Nei paragrafi a seguire verranno progressivamente ricavati tutti i valori necessari per la costruzione degli spettri ali SL di Vita, SL di Danno e di Operatività.

### 5.6.4.1 Localizzazione del sito d'intervento

<b>Località</b>	Comune di Merone
<b>Latitudine</b>	45.78813° N
<b>Longitudine</b>	9.245167° E
<b>ID punti reticolo d'appartenenza</b>	10708 10707 10929 10930

### 5.6.4.2 Periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica

Il periodo  $V_R$  rispetto il quale sono valutate le azioni sismiche viene ricavato moltiplicando la vita nominale della struttura per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), a sua volta funzione della classe d'uso:

$$C_U = 1$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

### 5.6.4.3 Probabilità di superamento e Periodo di ritorno

La probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) del periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'individuazione dell'azione sismica è funzione dello stato limite considerato. A meno di particolari indicazioni a riguardo, gli SL richiesti per la verifica strutturale e le relative  $P_{VR}$  sono:

<b>STATI LIMITE D'ESERCIZIO</b>	di <b>Operatività (SLO)</b>	<b>81%</b>
	di <b>Danno (SLD)</b>	<b>63%</b>
<b>STATI LIMITE ULTIMI*:</b>	di <b>salvaguardia della Vita (SLV)</b>	<b>10%</b>
*: A tale categoria appartiene anche il caso degli SL di collasso, che tuttavia non è richiesto ai fini della verifica.		

A questo punto, grazie all'espressione  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ , è possibile valutare il periodo di ritorno ( $T_R$ ) dei corrispondenti terremoti:

<b><math>P_{VR}</math></b>	<b><math>T_R</math> [anni]</b>
81%	30

63%	50
10%	475

#### 5.6.4.4 Definizione dei parametri $a_g$ , $F_0$ e $T^*_c$

I valori forniti dal D.M. 2008 di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  in funzione dei valori di Latitudine, Longitudine e Periodo di ritorno determinati ai punti precedenti sono:

Stato limite considerato	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$
SLD	0.05	2.643	0.277
SLV	0.02	2.563	0.184

#### 5.6.4.5 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

La definizione dell'azione sismica, oltre che dipendere dalla zonazione di progetto, risulta influenzata anche dalla categoria del sottosuolo ivi presente; in questo caso la stratigrafia del sito è stata ipotizzata, assumendo che i terreni naturali in oggetto appartengano alla categoria C.

Categoria	Descrizione	$S_s$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica)	$C_c$
C	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g},$ con $1.00 \leq S_s \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_c)^{-0.33}$

Pertanto i valori di  $S_s$  e  $C_c$  in funzione dello SL considerato sono:

Stato limite considerato	$S_s$	$C_c$
SLD	1.5	1.603
SLV	1.5	1.835

#### 5.6.4.6 Coefficiente di amplificazione topografica

Per la completa definizione dello spettro elastico di risposta deve essere inoltre determinata la configurazione superficiale del sito in oggetto; nel caso corrente la categoria è la T1, ossia *superfici pianeggianti e pendii o rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$* , cui è associato il seguente coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ):

Categoria	$S_T$
T1	1.00

#### 5.6.4.7 Categoria di sottosuolo

La combinazione dei parametri  $S_s$  ed  $S_T$  porta alla definizione del parametro  $S$ , ossia, la categoria di sottosuolo:

Stato limite considerato	$S_s$	$S_T$	$S$
SLV	1.5	1.00	1.5
SLD	1.5	1.00	1.5



# 5.7 ANALISI

## 5.7.1 Dati

### 5.7.1.1 Geometria

Descrizione:	Scatolare semplice		
Altezza esterna	3.25	[m]	
Larghezza esterna	6.50	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]	
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]	
Spessore piedritto sinistro	0.25	[m]	
Spessore piedritto destro	0.25	[m]	
Spessore fondazione	0.25	[m]	
Spessore traverso	0.25	[m]	

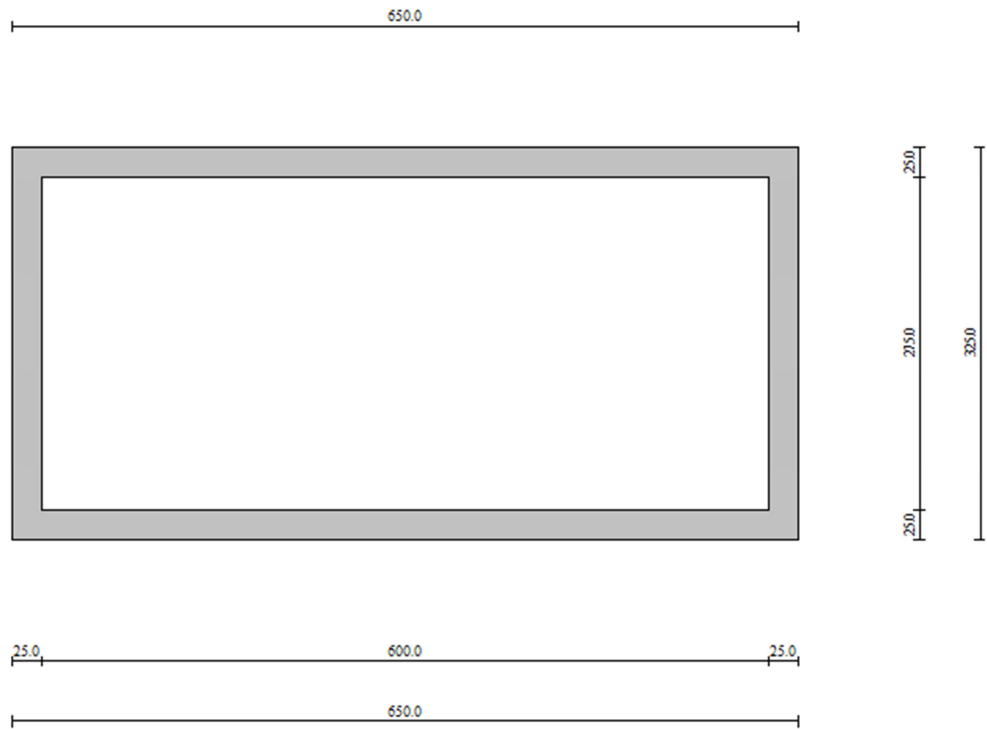


Figura 7- Geometria scatolare

### 5.7.1.2 Caratteristiche strati terreno

#### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0.40	[m]
Peso di volume	1600.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## Relazione di calcolo strutturale

### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	1600.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	1600.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	2.50	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]
Tensione limite	3.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

### 5.7.1.3 Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa) 2.00 [m]

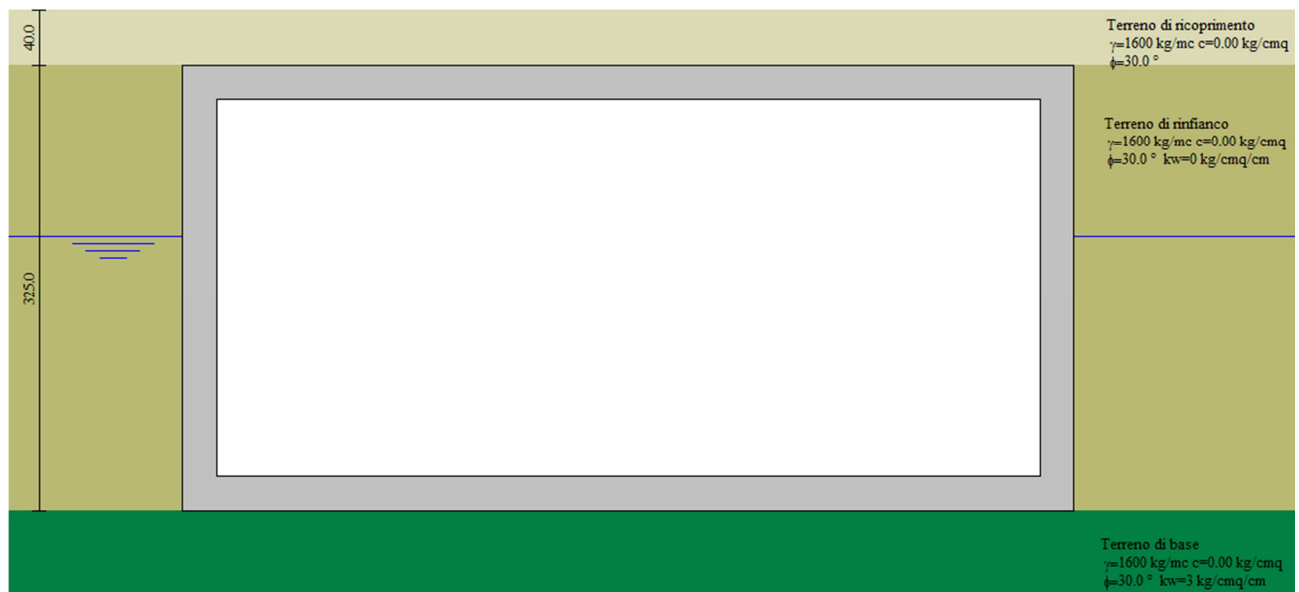


Figura 8- Schema terreno

## 5.7.2 Impostazioni di progetto

### Verifica materiali:

#### Stato Limite Ultimo

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

## Relazione di calcolo strutturale

### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b <sub>w</sub>	larghezza minima sezione [mm]
σ <sub>cp</sub>	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
ρ <sub>l</sub>	rapporto geometrico di armatura
A <sub>sw</sub>	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α <sub>c</sub>	coefficiente maggiorativo, funzione di f <sub>cd</sub> e σ <sub>cp</sub>

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

### **Stato Limite di Esercizio**

#### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$$0.60 f_{ck}$$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$$0.45 f_{ck}$$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$$0.80 f_{yk}$$

#### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure      w<sub>1</sub>=0.20   w<sub>2</sub>=0.30   w<sub>3</sub>=0.40

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni   3.00 [cm]

## 5.7.3 Condizioni di carico

### *Convenzioni adottate*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

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

Carichi concentrati espressi in kg

Coppie concentrate espressi in kgm

Carichi distribuiti espressi in kg/m

### *Simbologia adottata e unità di misura*

#### *Forze concentrate*

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F <sub>y</sub>	componente Y del carico concentrato
F <sub>x</sub>	componente X del carico concentrato
M	momento

## Relazione di calcolo strutturale

### Forze distribuite

$X_i, X_f$	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
$Y_i, Y_f$	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
$V_{ni}$	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{nf}$	componente normale del carico distribuito nel punto finale
$V_{ti}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{tf}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
$D_{te}$	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
$D_{ti}$	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

### Condizione di carico n°7 (Sottofondo interno)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 6.50$	$V_{ni} = 400$	$V_{nf} = 400$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	----------------	----------------	--------------	--------------

### Condizione di carico n°8 (Acqua interna)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.00$	$X_f = 6.50$	$V_{ni} = 1800$	$V_{nf} = 1800$	$V_{ti} = 0$	$V_{tf} = 0$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	--------------	--------------

### Condizione di carico n°9 (Mezzi)

Distr	Terreno	$X_i = -4.00$	$X_f = 10.50$	$V_{ni} = 2000$	$V_{nf} = 2000$		
-------	---------	---------------	---------------	-----------------	-----------------	--	--

## 5.7.4 Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
$C$	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

### Norme Tecniche 2008

### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G1fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G2sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_{G2fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale 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

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25

## Relazione di calcolo strutturale

Coesione efficace	$\gamma_c'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

## Relazione di calcolo strutturale

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coeff. di combinazione  $\Psi_0 = 0.70$   $\Psi_1 = 0.50$   $\Psi_2 = 0.00$

### Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30

### Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	0.70	1.05

### Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	0.70	0.91

### Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Sottofondo interno	1.50	1.00	1.50
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Mezzi	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

## Relazione di calcolo strutturale

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.30	1.00	1.30

### Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 12 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

$\gamma$	$\Psi$	C
----------	--------	---

## Relazione di calcolo strutturale

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 13 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 16 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 17 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00



## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 18 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 21 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 23 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 24 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 25 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 28 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 29 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
-----------------	------	------	------

### Combinazione n° 30 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 31 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 32 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 33 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.50	0.50
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Mezzi	1.00	0.70	0.70

### Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Mezzi	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 36 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 37 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 38 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 39 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 40 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 41 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 42 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 43 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 44 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 45 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 46 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 47 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

## Relazione di calcolo strutturale

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 48 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 49 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 50 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 51 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 52 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 53 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 54 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 55 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sottofondo interno	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## 5.7.5 Tipo di spinta

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$	ascisse (esprese in m) positive verso destra
$Y$	ordinate (esprese in m) positive verso l'alto
$M$	momento espresso in kgm
$V$	taglio espresso in kg
$SN$	sforzo normale espresso in kg
$ux$	spostamento direzione X espresso in cm
$uy$	spostamento direzione Y espresso in cm
$\sigma_t$	pressione sul terreno espressa in kg/cm <sup>2</sup>

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]
Attiva	[combinazione 14]
Attiva	[combinazione 15]
Attiva	[combinazione 16]
Attiva	[combinazione 17]
Attiva	[combinazione 18]
Attiva	[combinazione 19]
Attiva	[combinazione 20]
Attiva	[combinazione 21]
Attiva	[combinazione 22]
Attiva	[combinazione 23]
Attiva	[combinazione 24]
Attiva	[combinazione 25]
Attiva	[combinazione 26]
Attiva	[combinazione 27]
Attiva	[combinazione 28]
Attiva	[combinazione 29]
Attiva	[combinazione 30]
Attiva	[combinazione 31]
Attiva	[combinazione 32]
Attiva	[combinazione 33]
Attiva	[combinazione 34]
Attiva	[combinazione 35]
Attiva	[combinazione 36]
Attiva	[combinazione 37]
Attiva	[combinazione 38]
Attiva	[combinazione 39]
Attiva	[combinazione 40]
Attiva	[combinazione 41]
Attiva	[combinazione 42]
Attiva	[combinazione 43]
Attiva	[combinazione 44]
Attiva	[combinazione 45]
Attiva	[combinazione 46]



## Relazione di calcolo strutturale

Attiva	[combinazione 47]
Attiva	[combinazione 48]
Attiva	[combinazione 49]
Attiva	[combinazione 50]
Attiva	[combinazione 51]
Attiva	[combinazione 52]
Attiva	[combinazione 53]
Attiva	[combinazione 54]
Attiva	[combinazione 55]

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.46 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.27$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.64$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.22 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.61$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.30$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica	Mononobe-Okabe
----------------	----------------

Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]
--------------------------------	-----------

### Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.297	0.000
2	0.364	0.000
3	0.297	0.000
4	0.364	0.000
5	0.297	0.000
6	0.364	0.000
7	0.297	0.303
8	0.297	0.307
9	0.364	0.375
10	0.364	0.371
11	0.297	0.303
12	0.297	0.307
13	0.364	0.375
14	0.364	0.371
15	0.297	0.303
16	0.297	0.307
17	0.364	0.375
18	0.364	0.371
19	0.297	0.307
20	0.297	0.303
21	0.364	0.375
22	0.364	0.371
23	0.297	0.307
24	0.297	0.303
25	0.364	0.375

## Relazione di calcolo strutturale

26	0.364	0.371
27	0.297	0.307
28	0.297	0.303
29	0.364	0.375
30	0.364	0.371
31	0.297	0.000
32	0.297	0.000
33	0.297	0.000
34	0.297	0.000
35	0.297	0.000
36	0.297	0.302
37	0.297	0.300
38	0.297	0.302
39	0.297	0.300
40	0.297	0.302
41	0.297	0.300
42	0.297	0.302
43	0.297	0.300
44	0.297	0.302
45	0.297	0.300
46	0.297	0.302
47	0.297	0.300
48	0.297	0.302
49	0.297	0.300
50	0.297	0.302
51	0.297	0.300
52	0.297	0.302
53	0.297	0.300
54	0.297	0.302
55	0.297	0.300

### Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	66
Numero elementi trasverso	34
Numero elementi piedritto sinistro	32
Numero elementi piedritto destro	32
Numero molle fondazione	67
Numero molle piedritto sinistro	33
Numero molle piedritto destro	33

## 5.7.6 Risultati per analisi

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio di analisi del modello per una particolare combinazione di carico.

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 832.00 [kg/mq]

### Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-14.23	-4.23	832.00
-4.23	10.73	2867.17
10.73	20.73	832.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 801.04 [kg/mq]	Pressione inf. 2181.20 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 801.04 [kg/mq]	Pressione inf. 2181.20 [kg/mq]

### Falda

Spinta	2600[kg]
Sottospinta	2600[kg/mq]

## 5.7.7 Sollecitazioni

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle sollecitazioni per una particolare combinazione di carico.

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-6726.30	-13831.92	3790.81
1.70	4398.66	-1856.03	3790.81
3.25	5295.31	139.00	3790.81
4.80	4264.55	2388.29	3790.81
6.38	-6691.53	13522.91	3790.81

### Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-8862.45	11504.54	3278.64
1.75	4974.10	5525.07	3278.64
3.25	9122.08	5.56	3278.64
4.75	4990.79	-5513.95	3278.64
6.38	-8827.69	-11493.41	3278.64

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-6726.30	3796.54	14251.41
1.63	-5264.85	-1240.29	12723.29
3.13	-8862.45	-3278.64	11504.54

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.13	-6691.53	-3796.54	13930.91
1.63	-5230.09	1240.29	12712.16
3.13	-8827.69	3278.64	11493.41

## 5.7.8 Pressioni terreno

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle pressioni sul terreno per una particolare combinazione di carico, ma si afferma che i valori massimi

registrati risultano inferiori al limite imposto agli SLU, pari a 3.12 kg/cm<sup>2</sup> (da Relazione geologico-tecnica) per il Sollevamento n° 2.

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)**

X [m]	$\sigma_i$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.13	1.34
1.70	0.52
3.25	0.18
4.80	0.51
6.38	1.31

Per quanto riguarda le combinazioni agli SLE, il valore di picco risulta nella combinazione n°35, pari a 1.16 kg/cm<sup>2</sup>, mentre il valore medio della tensione risulta pari a 0.80 kg/cm<sup>2</sup>, a fronte di una tensione limite in fase di esercizio pari 0.74 kg/cm<sup>2</sup> determinata sulla scorta di un massimo cedimento del terreno pari a 3.0 cm, considerato accettabile (da Relazione geologico-tecnica).

I risultati esposti portano a prevedere cedimenti massimi leggermente superiori a 3.0 cm. Per questo motivo è stata prevista la sostituzione di un orizzonte di terreno di circa 1.5 m al di sotto della fondazione con terreno di caratteristiche idonee.

## 5.7.9 Involuppi analisi

Si riportano i valori degli involuppi degli spostamenti nodali, delle sollecitazioni e delle pressioni in fondazione ottenuti tramite le analisi svolte.

### 5.7.9.1 Involuppo spostamenti nodali

**Involuppo spostamenti fondazione**

X [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.13	-0.0285	0.0300	0.2701	0.6663
1.70	-0.0289	0.0296	0.1360	0.2648
3.25	-0.0292	0.0292	0.0403	0.1713
4.80	-0.0296	0.0289	0.1331	0.2604
6.31	-0.0300	0.0285	0.2603	0.6516

**Involuppo spostamenti trasverso**

X [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.13	-0.0496	0.0373	0.2717	0.6715
1.75	-0.0499	0.0371	0.4218	1.2180
3.25	-0.0501	0.0369	0.4903	1.4696
4.75	-0.0503	0.0366	0.4174	1.2114
6.38	-0.0506	0.0364	0.2619	0.6568

**Involuppo spostamenti piedritto sinistro**

Y [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.13	-0.0285	0.0300	0.2701	0.6663
1.63	-0.1781	-0.0141	0.2710	0.6690

## Relazione di calcolo strutturale

3.13	-0.0496	0.0373	0.2717	0.6715
------	---------	--------	--------	--------

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	$u_{x\min}$ [cm]	$u_{x\max}$ [cm]	$u_{y\min}$ [cm]	$u_{y\max}$ [cm]
0.13	-0.0300	0.0285	0.2603	0.6516
1.63	0.0069	0.1673	0.2612	0.6543
3.13	-0.0506	0.0364	0.2619	0.6568

### 5.7.9.2 Inviluppo sollecitazioni nodali

#### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	$M_{\min}$ [kgm]	$M_{\max}$ [kgm]	$V_{\min}$ [kg]	$V_{\max}$ [kg]	$N_{\min}$ [kg]	$N_{\max}$ [kg]
0.13	-7784	-2812	-16457	-5750	1373	3791
1.70	1703	5362	-2108	-658	1386	3791
3.25	2181	6369	85	262	1387	3791
4.80	1613	5228	1103	2780	1386	3791
6.38	-7749	-2789	5544	16148	1373	3791

#### Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	$M_{\min}$ [kgm]	$M_{\max}$ [kgm]	$V_{\min}$ [kg]	$V_{\max}$ [kg]	$N_{\min}$ [kg]	$N_{\max}$ [kg]
0.13	-10904	-2917	3921	14230	971	3829
1.75	1655	6210	1872	6833	984	3829
3.25	3115	11339	-24	32	984	3829
4.75	1666	6226	-6822	-1864	984	3829
6.38	-10870	-2894	-14219	-3913	971	3829

#### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	$M_{\min}$ [kgm]	$M_{\max}$ [kgm]	$V_{\min}$ [kg]	$V_{\max}$ [kg]	$N_{\min}$ [kg]	$N_{\max}$ [kg]
0.13	-7784	-2812	1322	3797	5990	16977
1.63	-6751	-1735	-1453	-85	4852	15449
3.13	-10904	-2917	-3829	-971	3921	14230

#### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	$M_{\min}$ [kgm]	$M_{\max}$ [kgm]	$V_{\min}$ [kg]	$V_{\max}$ [kg]	$N_{\min}$ [kg]	$N_{\max}$ [kg]
0.13	-7749	-2789	-3797	-1322	5776	16657
1.63	-6717	-1711	85	1453	4845	15438
3.13	-10870	-2894	971	3829	3913	14219

### 5.7.9.3 Inviluppo pressioni terreno

#### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{t\min}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{t\max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.13	0.68	1.67
1.70	0.34	0.66
3.25	0.10	0.43
4.80	0.33	0.65
6.38	0.65	1.63

## 5.8 VERIFICHE

### 5.8.1 Schema armature

Si riportano le armature ottenute dall'analisi, nel rispetto delle verifiche SLU e SLE e delle indicazioni fornite dalla normativa.

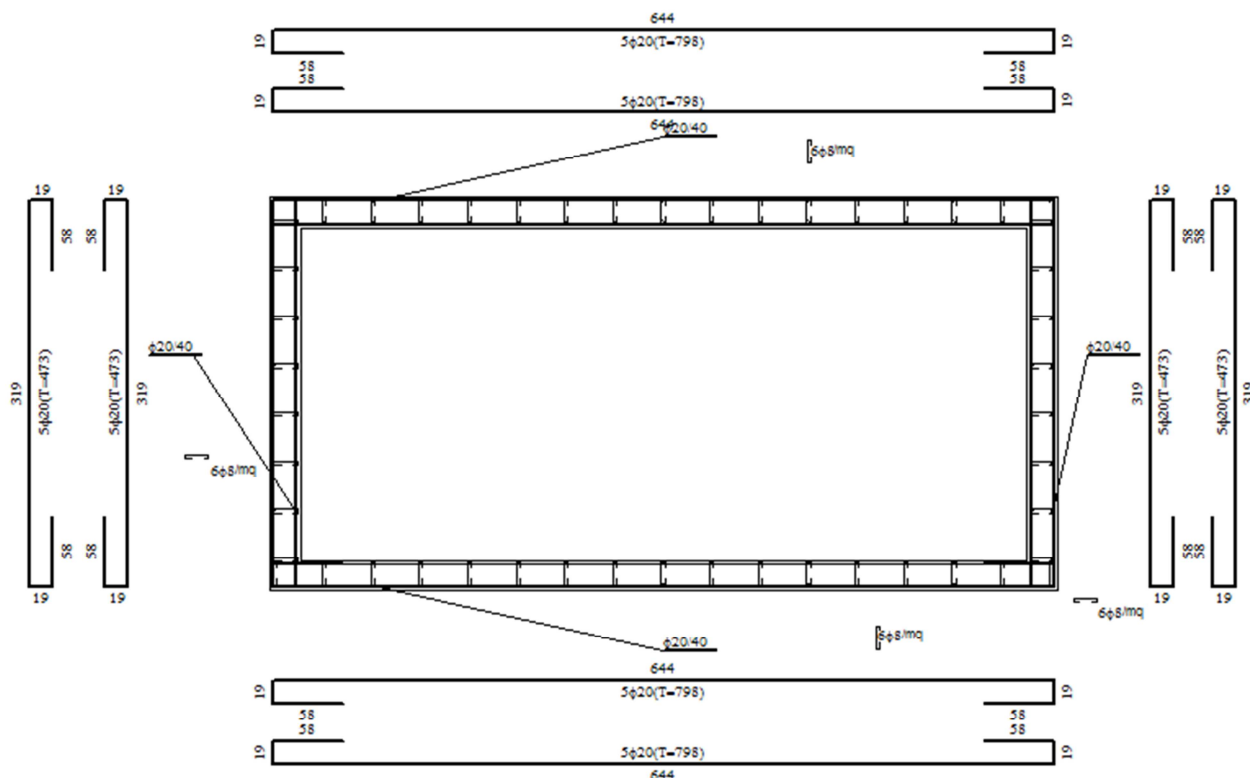


Figura 7- Armature

### 5.8.2 Verifiche SLU

Le verifiche agli SLU, condotte per verificare le sezioni a flessione, taglio ed azione assiale, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

#### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione      B = 100 cm

Altezza sezione    H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	6726 (6726)	3791	7627	13533	15.71	15.71	2.01
2	1.70	-4399 (-4766)	3791	11017	-13852	15.71	15.71	2.91
3	3.25	-5295 (-5301)	3791	9825	-13740	15.71	15.71	2.59
4	4.80	-4265 (-4737)	3791	11090	-13859	15.71	15.71	2.93
5	6.38	6692 (6726)	3791	7627	13533	15.71	15.71	2.01

## Relazione di calcolo strutturale

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-13832	16785	0	0	0.00
2	1.70	-1856	16785	0	0	0.00
3	3.25	139	16785	0	0	0.00
4	4.80	2388	16785	0	0	0.00
5	6.38	13523	16785	0	0	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 25.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-8862 (-8862)	3279	4912	-13278	15.71	15.71	1.50
2	1.75	4974 (6068)	3279	7295	13502	15.71	15.71	2.23
3	3.25	9122 (9122)	3279	4768	13265	15.71	15.71	1.45
4	4.75	4991 (6083)	3279	7277	13500	15.71	15.71	2.22
5	6.38	-8828 (-8862)	3279	4912	-13278	15.71	15.71	1.50

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	11505	16717	0	0	0.00
2	1.75	5525	16717	0	0	0.00
3	3.25	6	16717	0	0	0.00
4	4.75	-5514	16717	0	0	0.00
5	6.38	-11493	16717	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 25.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-6726 (-7478)	14251	29757	-15614	15.71	15.71	2.09
2	1.63	-5265 (-5510)	12723	37798	-16370	15.71	15.71	2.97
3	3.13	-8862 (-8862)	11505	18950	-14598	15.71	15.71	1.65

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	3797	18165	0	0	0.00
2	1.63	-1240	17964	0	0	0.00
3	3.13	-3279	17803	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 25.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.13	-6692 (-7443)	13931	29110	-15553	15.71	15.71	2.09

## Relazione di calcolo strutturale

2	1.63	-5230 (-5476)	12712	38063	-16395	15.71	15.71	2.99
3	3.13	-8828 (-8828)	11493	19014	-14604	15.71	15.71	1.65

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-3797	18123	0	0	0.00
2	1.63	1240	17962	0	0	0.00
3	3.13	3279	17801	0	0	0.00

### 5.8.2.1 Involuppo verifiche SLU

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.71
1.70	15.71	15.71	2.34
3.25	15.71	15.71	2.11
4.80	15.71	15.71	2.34
6.38	15.71	15.71	1.71

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	16571	0	0	0.00
1.70	16571	0	0	0.00
3.25	16571	0	0	0.00
4.80	16571	0	0	0.00
6.38	16571	0	0	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.22
1.75	15.71	15.71	1.78
3.25	15.71	15.71	1.17
4.75	15.71	15.71	1.78
6.38	15.71	15.71	1.22

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	16463	0	0	0.00
1.75	16463	0	0	0.00
3.25	16463	0	0	0.00
4.75	16463	0	0	0.00
6.38	16463	0	0	0.00

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)



## Relazione di calcolo strutturale

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.87
1.63	15.71	15.71	2.29
3.13	15.71	15.71	1.34

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	17326	0	0	0.00
1.63	17124	0	0	0.00
3.13	16963	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.13	15.71	15.71	1.88
1.63	15.71	15.71	2.31
3.13	15.71	15.71	1.34

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	17284	0	0	0.00
1.63	17123	0	0	0.00
3.13	16962	0	0	0.00

## 5.8.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli SLE, condotte per verificare le tensioni in esercizio e le fessurazioni, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### 5.8.3.1 Verifica tensioni

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kgm
V	Taglio, espresso in kg
N	Sforzo normale, espresso in kg
A <sub>fi</sub>	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A <sub>fs</sub>	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ <sub>fi</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>fs</sub>	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>c</sub>	Tensione nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
τ <sub>c</sub>	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in kg/cm <sup>2</sup>
A <sub>sw</sub>	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	2897	1387	15.71	15.71	273.1	906.2	30.6
2	1.70	-1837	1387	15.71	15.71	559.4	176.9	19.5
3	3.25	-2218	1387	15.71	15.71	684.1	211.5	23.5

## Relazione di calcolo strutturale

4	4.80	-1747	1387	15.71	15.71	530.2	168.8	18.6
5	6.38	2874	1387	15.71	15.71	271.0	898.7	30.4

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.13	-5793	-3.10	0.00
2	1.70	-693	-0.37	0.00
3	3.25	179	0.10	0.00
4	4.80	1139	0.61	0.00
5	6.38	5587	2.99	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.13	-2994	984	15.71	15.71	950.0	278.9	31.5
2	1.75	1766	984	15.71	15.71	167.5	548.3	18.7
3	3.25	3195	984	15.71	15.71	297.1	1015.8	33.6
4	4.75	1777	984	15.71	15.71	168.6	552.0	18.8
5	6.38	-2971	984	15.71	15.71	942.4	276.8	31.3

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.13	3957	2.12	0.00
2	1.75	1901	1.02	0.00
3	3.25	4	0.00	0.00
4	4.75	-1894	-1.01	0.00
5	6.38	-3949	-2.11	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.13	-2897	6038	15.71	15.71	769.5	305.8	31.7
2	1.63	-2032	4894	15.71	15.71	521.1	218.8	22.4
3	3.13	-2994	3957	15.71	15.71	861.6	300.6	32.3

### Verifiche taglio

N°	X	V	$\tau_c$	$A_{sw}$
1	0.13	1389	0.74	0.00
2	1.63	-142	-0.08	0.00
3	3.13	-984	-0.53	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

## Relazione di calcolo strutturale

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.13	-2874	5824	15.71	15.71	768.1	302.3	31.4
2	1.63	-2009	4887	15.71	15.71	513.8	216.6	22.1
3	3.13	-2971	3949	15.71	15.71	854.3	298.4	32.0

### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.13	-1389	-0.74	0.00
2	1.63	142	0.08	0.00
3	3.13	984	0.53	0.00

## 5.8.3.2 Verifica fessurazioni

### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	2897	0.06	0.20	128.04	0.00027
2	1.70	15.71	15.71	2472	-2472	-1837	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.25	15.71	15.71	2472	-2472	-2218	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	4.80	15.71	15.71	2472	-2472	-1747	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	6.38	15.71	15.71	2472	-2472	2874	0.06	0.20	128.04	0.00027

### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	-2994	0.09	0.20	167.83	0.00030
2	1.75	15.71	15.71	2472	-2472	1766	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.25	15.71	15.71	2472	-2472	3195	0.07	0.20	128.04	0.00034
4	4.75	15.71	15.71	2472	-2472	1777	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	6.38	15.71	15.71	2472	-2472	-2971	0.08	0.20	167.83	0.00030

### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	-2897	0.05	0.20	167.83	0.00018
2	1.63	15.71	15.71	2472	-2472	-2032	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.13	15.71	15.71	2472	-2472	-2994	0.07	0.20	167.83	0.00024

### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	Mp	Mn	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.13	15.71	15.71	2472	-2472	-2874	0.05	0.20	167.83	0.00018
2	1.63	15.71	15.71	2472	-2472	-2009	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	3.13	15.71	15.71	2472	-2472	-2971	0.07	0.20	167.83	0.00024

### 5.8.3.3 Involuppo verifiche SLE

Si riportano i valori di involuppo delle verifiche SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	15.71	15.71	59.02	1752.85	525.53
1.70	15.71	15.71	40.34	363.34	1167.92
3.25	15.71	15.71	48.00	429.85	1407.69
4.80	15.71	15.71	39.41	355.23	1138.68
6.38	15.71	15.71	58.78	1745.27	523.43

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	-6.3	0.00
1.70	-0.8	0.00
3.25	0.1	0.00
4.80	1.1	0.00
6.38	6.2	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	15.71	15.71	80.90	716.61	2430.31
1.75	15.71	15.71	46.32	1347.26	416.40
3.25	15.71	15.71	84.02	2528.16	743.72
4.75	15.71	15.71	46.44	1350.90	417.41
6.38	15.71	15.71	80.66	714.51	2422.73

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	5.4	0.00
1.75	2.6	0.00
3.25	0.0	0.00
4.75	-2.6	0.00
6.38	-5.4	0.00

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	15.71	15.71	61.24	592.75	1471.28
1.63	15.71	15.71	52.00	506.53	1225.63
3.13	15.71	15.71	82.73	769.84	2213.39

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
---	----------------	-----------------

## Relazione di calcolo strutturale

0.13	1.6	0.00
1.63	-0.5	0.00
3.13	-1.5	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 25.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.13	15.71	15.71	60.96	589.23	1469.86
1.63	15.71	15.71	51.76	504.35	1218.31
3.13	15.71	15.71	82.48	767.68	2206.04

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.13	-1.6	0.00
1.63	0.5	0.00
3.13	1.5	0.00

## 6 IMPIANTO DI GRIGLIATURA

### 6.1 Premessa

Il progetto prevede la realizzazione di un manufatto scatolare realizzato con elementi prefabbricati in c.a.. Dall'analisi dei disegni a disposizione, è stato deciso di effettuare una singola analisi, considerando la geometria ritenuta più sfavorevole a livello di verifiche da normativa. Nei successivi paragrafi verrà descritta la geometria adottata nel modello di calcolo.

### 6.2 Quadro normativo

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 14 GENNAIO 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 6.3 Vita nominale

La vita nominale, intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata, è stata valutata in comune accordo tra committente e progettista in 50 anni.

Appartengono infatti a tale categoria Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

### 6.4 Classe d'uso

La classe d'uso di un edificio in presenza di azioni sismiche, è funzione delle conseguenze correlate ad una eventuale interruzione dell'operatività della struttura o di un suo collasso. Per il progetto corrente la categoria individuata è la numero II, ossia costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza rilevanti funzioni sociali.

### 6.5 Materiali

Dalle indicazioni riportate dalla ditta fornitrice degli elementi prefabbricati, i manufatti saranno realizzati con del tipo:

**C40/50** (Rck 500 Kg/cm<sup>2</sup>)

I cui minimi parametri da garantire a 28 giorni dall'esecuzione del getto sono:

Den.	Formula	C40/50
$f_{ck}$	-	40 MPA
$R_{ck}$	$= 1.2 \cdot f_{ck}$	50 MPA
$f_{ctm}$	$= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.51 MPA
$f_{ctk0,05}$	$= 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.46 MPA

$E_{cm}$	$= 22000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{1/3}$ (valore medio)	37111 MPa
$\nu$	Rapporto di Poisson	0.2
$\gamma_c$	-	1.5
$\alpha_{cc}$	Coeff. rid. per resistenze di lunga durata	0.85
$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	22.67 MPa
$f_{c2}$	$= (0.7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd}$	11.34 MPa
$\tau_{rd}$	$= 0.25 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$	0.41 MPa
$\epsilon_{c2}$	Def. relativa al picco di compressione $f_c$	0.20%
$\epsilon_{cu}$	Deformazione ultima a rottura	0.35%

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle armature è del tipo **B450C** in barre ad aderenza migliorata le cui caratteristiche sono di seguito elencate:

Den.	Descrizione	Formula	B450C
$\phi$	Diametri utilizzabili	-	da 6 a 40 mm
$f_{tk}$	Resistenza caratteristica a trazione [MPa] ( $\geq f_{t\ nom} = 540$ )	-	540
$f_{yk} - f_{0.2k}$	Tensione caratteristica di snervamento [MPa] ( $\geq 450 f_{y\ nom} = 450$ )	-	450
$(f_t/f_y)_k$	Rapporto di sovraresistenza	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	-	$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1.25$
$A_{gtk}$	Allungamento totale al carico massimo	-	$\geq 7.5\%$
E	Modulo elastico longitudinale [KN/mm <sup>2</sup> ]	-	210
$\gamma_y$	Fattore di sicurezza parziale proprietà acciaio	-	1.15
$f_{yd}$	Resistenza a trazione caratteristica [MPa]	$f_{yd}/\gamma_y$	391.3

## 6.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

### 6.6.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali, relativi al peso proprio del manufatto e al peso del terreno di ricoprimento ed alla spinta laterale, vengono direttamente computati dal software in base ai dati geometrici ed ai pesi specifici indicati in seguito.

### 6.6.2 Carichi permanenti non strutturali

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi permanenti non strutturali:

- peso acqua nell'ipotesi di vasca riempita da 1.00m di acqua, gravante sulla fondazione: questa intensità di carico risulta a favore di sicurezza, in quanto dai disegni è previsto un livello massimo di acqua pari a 0.60m. Non è stato considerato il caso di spinta interna dell'acqua sui piedritti, poiché risulterebbe a favore di sicurezza perché andrebbe a contrapporsi alla spinta esterna del terreno.

### 6.6.3 Carichi variabili

Nel modello sono stati computati i seguenti carichi variabili:

- carico distribuito pari a 500kg/mq;
- carico della neve pari a 130kg/mq;

### 6.6.4 Azione sismica

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione in funzione dello stato limite considerato dipende sia dall'accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su suolo orizzontale di categoria A, che dallo spettro di risposta elastico a quest'ultima corrispondente.

A loro volta le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento ( $P_{vr}$ ) prevista dalla norma possono essere ricavate grazie ai parametri  $a_g$  (Accelerazione orizzontale massima del sito),  $F_0$  (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T^*_c$  (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) definiti dalla normativa italiana a seconda della localizzazione dell'area di costruzione all'interno del Reticolo Nazionale di Riferimento.

Nei paragrafi a seguire verranno progressivamente ricavati tutti i valori necessari per la costruzione degli spettri al SL di Vita, SL di Danno e di Operatività.

#### 6.6.4.1 Localizzazione del sito d'intervento

<b>Località</b>	Comune di Merone
<b>Latitudine</b>	45.78813° N
<b>Longitudine</b>	9.245167° E
<b>ID punti reticolo d'appartenenza</b>	10708 10707 10929 10930

#### 6.6.4.2 Periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica

Il periodo  $V_R$  rispetto al quale sono valutate le azioni sismiche viene ricavato moltiplicando la vita nominale della struttura per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), a sua volta funzione della classe d'uso:

$$C_U = 1$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

#### 6.6.4.3 Probabilità di superamento e Periodo di ritorno

La probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) del periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'individuazione dell'azione sismica è funzione dello stato limite considerato. A meno di particolari indicazioni a riguardo, gli SL richiesti per la verifica strutturale e le relative  $P_{VR}$  sono:

<b>STATI LIMITE D'ESERCIZIO</b>	di Operatività (SLO)	<b>81%</b>
	di Danno (SLD)	<b>63%</b>
<b>STATI LIMITE ULTIMI*:</b>	di salvaguardia della Vita (SLV)	<b>10%</b>

\*: A tale categoria appartiene anche il caso degli SL di collasso, che tuttavia non è richiesto ai fini della verifica.

A questo punto, grazie all'espressione  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ , è possibile valutare il periodo di ritorno ( $T_R$ ) dei corrispondenti terremoti:

$P_{VR}$	$T_R$ [anni]
81%	30
63%	50
10%	475



#### 6.6.4.4 Definizione dei parametri $a_g$ , $F_0$ e $T^*_c$

I valori forniti dal D.M. 2008 di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  in funzione dei valori di Latitudine, Longitudine e Periodo di ritorno determinati ai punti precedenti sono:

Stato limite considerato	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$
SLD	0.05	2.643	0.277
SLV	0.02	2.563	0.184

#### 6.6.4.5 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

La definizione dell'azione sismica, oltre che dipendere dalla zonazione di progetto, risulta influenzata anche dalla categoria del sottosuolo ivi presente; in questo caso la stratigrafia del sito è stata ipotizzata, assumendo che i terreni naturali in oggetto appartengano alla categoria C.

Categoria	Descrizione	$S_s$ (coefficiente di amplificazione stratigrafica)	$C_c$
C	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$ , con $1.00 \leq S_s \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_c)^{-0.33}$

Pertanto i valori di  $S_s$  e  $C_c$  in funzione dello SL considerato sono:

Stato limite considerato	$S_s$	$C_c$
SLD	1.5	1.603
SLV	1.5	1.835

#### 6.6.4.6 Coefficiente di amplificazione topografica

Per la completa definizione dello spettro elastico di risposta deve essere inoltre determinata la configurazione superficiale del sito in oggetto; nel caso corrente la categoria è la T1, ossia *superfici pianeggianti e pendii o rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* , cui è associato il seguente coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ):

Categoria	$S_T$
T1	1.00

#### 6.6.4.7 Categoria di sottosuolo

La combinazione dei parametri  $S_s$  ed  $S_T$  porta alla definizione del parametro  $S$ , ossia, la categoria di sottosuolo:

Stato limite considerato	$S_s$	$S_T$	$S$
SLV	1.5	1.00	1.5
SLD	1.5	1.00	1.5

## 6.7 ANALISI

## 6.7.1 Dati

### 6.7.1.1 Geometria

Descrizione:

Scatolare semplice

Altezza esterna	1.40	[m]
Larghezza esterna	3.90	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.20	[m]
Spessore piedritto destro	0.20	[m]
Spessore fondazione	0.20	[m]
Spessore traverso	0.20	[m]

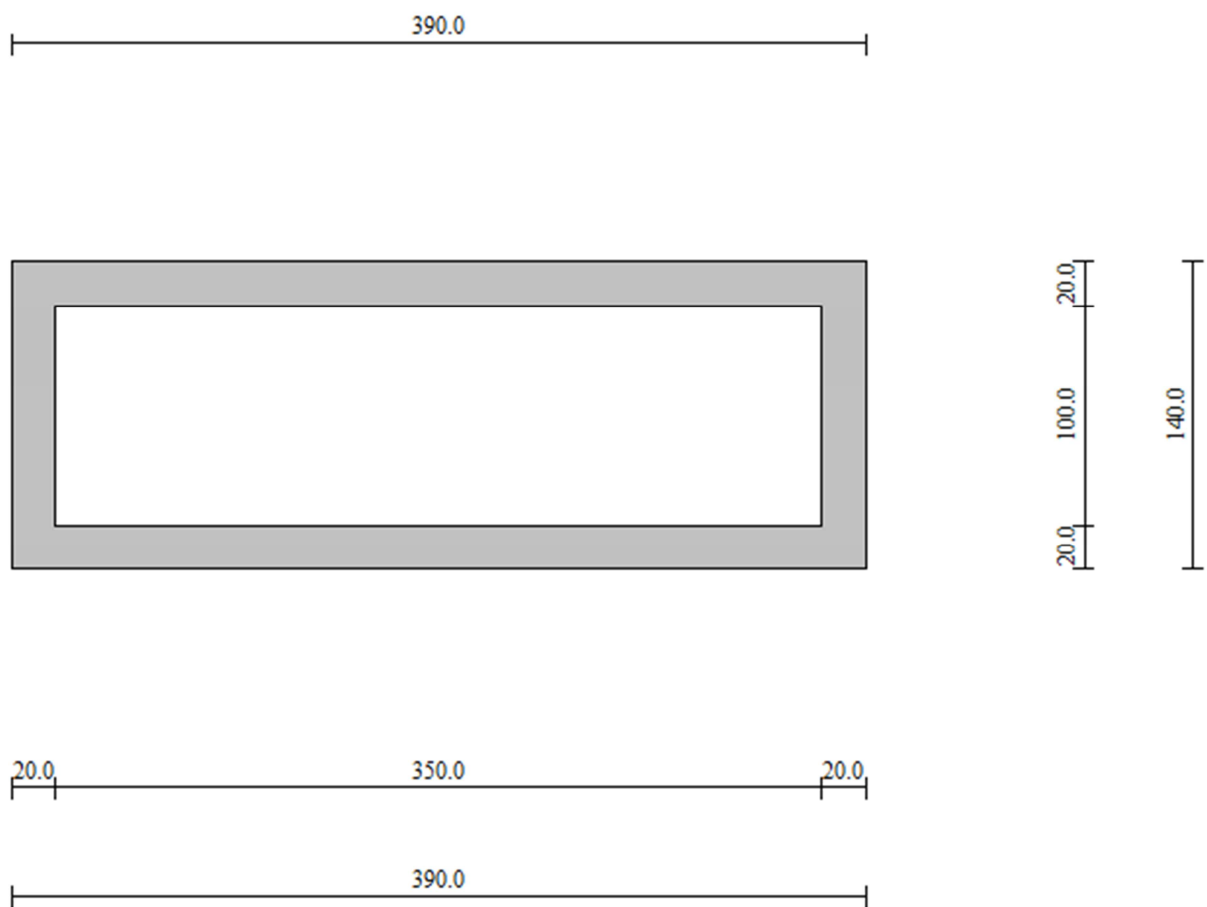


Figura 9- Geometria scatolare

### 6.7.1.2 Caratteristiche strati terreno

#### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]

## Relazione di calcolo strutturale

Coesione	0.00	[kg/cmq]
Costante di Winkler	0.00	[kg/cmq/cm]

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cmq]
Costante di Winkler	2.50	[kg/cmq/cm]
Tensione limite	3.00	[kg/cmq]

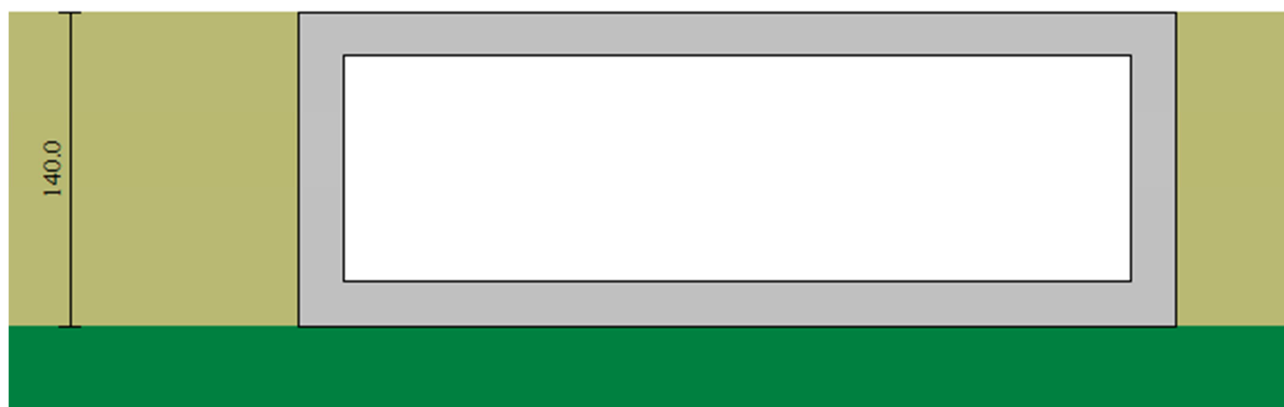


Figura 10- Schema terreno

### 6.7.1.3 Impostazioni di progetto

#### Verifica materiali:

##### **Stato Limite Ultimo**

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

#### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
$b_w$	larghezza minima sezione [mm]
$\sigma_{cp}$	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura
$A_{sw}$	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e $\sigma_{cp}$

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

## Relazione di calcolo strutturale

### Stato Limite di Esercizio

#### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$0.80 f_{yk}$

#### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0.20$   $w_2=0.30$   $w_3=0.40$

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

## 6.7.2 Condizioni di carico

#### *Convenzioni adottate*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

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

Carichi concentrati espressi in kg

Coppie concentrate espressi in kgm

Carichi distribuiti espressi in kg/m

#### *Simbologia adottata e unità di misura*

##### *Forze concentrate*

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
$F_y$	componente Y del carico concentrato
$F_x$	componente X del carico concentrato
M	momento

##### *Forze distribuite*

$X_i, X_f$	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
$Y_i, Y_f$	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
$V_{ni}$	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{nf}$	componente normale del carico distribuito nel punto finale
$V_{ti}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{tf}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
$D_{te}$	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
$D_{ti}$	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

#### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

#### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

#### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

#### Condizione di carico n°7 (Acqua interna)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.90$	$V_{ni}= 1000$	$V_{nf}= 1000$	$V_{ti}= 0$	$V_{tf}= 0$
-------	---------	-------------	-------------	----------------	----------------	-------------	-------------

#### Condizione di carico n°8 (Variabile)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.90$	$V_{ni}= 500$	$V_{nf}= 500$	$V_{ti}= 0$	$V_{tf}= 0$
-------	----------	-------------	-------------	---------------	---------------	-------------	-------------

## Relazione di calcolo strutturale

### Condizione di carico n° 9 (Neve)

Distr      Trasverso       $X_i = 0.00$        $X_r = 3.90$        $V_{ni} = 130$        $V_{nf} = 130$        $V_{ti} = 0$        $V_{tf} = 0$

## 6.7.3 Descrizione combinazioni di carico

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

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

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30

## Relazione di calcolo strutturale

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

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

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coeff. di combinazione	$\Psi_0 = 0.70$	$\Psi_1 = 0.50$	$\Psi_2 = 0.00$
------------------------	-----------------	-----------------	-----------------

#### Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Variabile	1.50	1.00	1.50
Neve	1.50	0.70	1.05

#### Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

## Relazione di calcolo strutturale

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Variabile	1.30	1.00	1.30
Neve	1.30	0.70	0.91

### Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	1.50	1.00	1.50
Variabile	1.50	0.70	1.05
Neve	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.30	1.00	1.30
Variabile	1.30	0.70	0.91
Neve	1.30	1.00	1.30

### Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 12 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 13 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 16 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 17 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00



## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 18 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 21 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 23 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 24 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 25 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 28 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 29 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 30 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 31 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Combinazione n° 32 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	0.50	0.50

### Combinazione n° 33 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50	0.50

### Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	1.00	1.00
Neve	1.00	0.70	0.70

### Combinazione n° 35 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Neve	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	0.70	0.70

### Combinazione n° 36 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 37 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 38 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
-----------------	------	------	------

### Combinazione n° 39 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 40 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 41 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 42 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 43 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 44 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 45 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
-------------------	------	------	------

### Combinazione n° 46 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 47 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 48 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 49 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 50 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 51 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 52 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00

## Relazione di calcolo strutturale

Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
-------------------	------	------	------

### Combinazione n° 53 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 54 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 55 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

## 6.7.4 Tipo di spinta

### *Simbologia adottata ed unità di misura*

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

$X$  ascisse (espresse in m) positive verso destra

$Y$  ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

$M$  momento espresso in kgm

$V$  taglio espresso in kg

$SN$  sforzo normale espresso in kg

$ux$  spostamento direzione X espresso in cm

$uy$  spostamento direzione Y espresso in cm

$\sigma_t$  pressione sul terreno espressa in kg/cm<sup>2</sup>

### Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]
Attiva	[combinazione 14]
Attiva	[combinazione 15]
Attiva	[combinazione 16]

## Relazione di calcolo strutturale

Attiva [combinazione 17]  
 Attiva [combinazione 18]  
 Attiva [combinazione 19]  
 Attiva [combinazione 20]  
 Attiva [combinazione 21]  
 Attiva [combinazione 22]  
 Attiva [combinazione 23]  
 Attiva [combinazione 24]  
 Attiva [combinazione 25]  
 Attiva [combinazione 26]  
 Attiva [combinazione 27]  
 Attiva [combinazione 28]  
 Attiva [combinazione 29]  
 Attiva [combinazione 30]  
 Attiva [combinazione 31]  
 Attiva [combinazione 32]  
 Attiva [combinazione 33]  
 Attiva [combinazione 34]  
 Attiva [combinazione 35]  
 Attiva [combinazione 36]  
 Attiva [combinazione 37]  
 Attiva [combinazione 38]  
 Attiva [combinazione 39]  
 Attiva [combinazione 40]  
 Attiva [combinazione 41]  
 Attiva [combinazione 42]  
 Attiva [combinazione 43]  
 Attiva [combinazione 44]  
 Attiva [combinazione 45]  
 Attiva [combinazione 46]  
 Attiva [combinazione 47]  
 Attiva [combinazione 48]  
 Attiva [combinazione 49]  
 Attiva [combinazione 50]  
 Attiva [combinazione 51]  
 Attiva [combinazione 52]  
 Attiva [combinazione 53]  
 Attiva [combinazione 54]  
 Attiva [combinazione 55]

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.46 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.18  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.27$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 0.64$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g =$  0.22 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 0.18  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.61$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 0.30$   
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

## Relazione di calcolo strutturale

Angolo diffusione sovraccarico

30.00 [°]

### Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.297	0.000
2	0.364	0.000
3	0.297	0.000
4	0.364	0.000
5	0.297	0.000
6	0.364	0.000
7	0.297	0.303
8	0.297	0.307
9	0.364	0.375
10	0.364	0.371
11	0.297	0.303
12	0.297	0.307
13	0.364	0.375
14	0.364	0.371
15	0.297	0.303
16	0.297	0.307
17	0.364	0.375
18	0.364	0.371
19	0.297	0.307
20	0.297	0.303
21	0.364	0.375
22	0.364	0.371
23	0.297	0.307
24	0.297	0.303
25	0.364	0.375
26	0.364	0.371
27	0.297	0.307
28	0.297	0.303
29	0.364	0.375
30	0.364	0.371
31	0.297	0.000
32	0.297	0.000
33	0.297	0.000
34	0.297	0.000
35	0.297	0.000
36	0.297	0.302
37	0.297	0.300
38	0.297	0.302
39	0.297	0.300
40	0.297	0.302
41	0.297	0.300
42	0.297	0.302
43	0.297	0.300
44	0.297	0.302
45	0.297	0.300
46	0.297	0.302
47	0.297	0.300
48	0.297	0.302
49	0.297	0.300
50	0.297	0.302
51	0.297	0.300
52	0.297	0.302
53	0.297	0.300
54	0.297	0.302
55	0.297	0.300



## Relazione di calcolo strutturale

### Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	40
Numero elementi traverso	28
Numero elementi piedritto sinistro	14
Numero elementi piedritto destro	14
Numero molle fondazione	41
Numero molle piedritto sinistro	15
Numero molle piedritto destro	15

## 6.7.5 Risultati per analisi

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio di analisi del modello per una particolare combinazione di carico.

### Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.00 [kg/mq]

#### Carichi verticali in calotta

$X_i$	$X_j$	$Q[\text{kg/mq}]$
-10.69	14.59	0.00

#### Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 1016.96 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0.00 [kg/mq]	Pressione inf. 1016.96 [kg/mq]

## 6.7.6 Sollecitazioni

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle sollecitazioni per una particolare combinazione di carico.

#### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

$X [\text{m}]$	$M [\text{kgm}]$	$V [\text{kg}]$	$N [\text{kg}]$
0.10	-1547.51	-3622.88	575.18
0.98	684.26	-1298.54	575.18
1.95	1346.06	196.24	575.18
2.92	647.04	1702.79	575.18
3.80	-1535.90	3493.56	575.18

#### Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

$X [\text{m}]$	$M [\text{kgm}]$	$V [\text{kg}]$	$N [\text{kg}]$
0.10	-1326.61	2845.66	34.46

## Relazione di calcolo strutturale

1.01	623.41	1450.99	34.46
1.95	1308.53	3.14	34.46
2.89	629.33	-1444.72	34.46
3.80	-1315.00	-2839.39	34.46

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.10	-1547.51	575.72	3754.23
0.70	-1345.53	139.88	3235.66
1.30	-1326.61	-34.46	2845.66

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0.10	-1535.90	-575.72	3619.39
0.70	-1333.92	-139.88	3229.39
1.30	-1315.00	34.46	2839.39

## 6.7.7 Pressioni terreno

Per mantenere una certa snellezza nella lettura di tale relazione si riporta solo un esempio andamento delle pressioni sul terreno per una particolare combinazione di carico, ma si afferma che i valori massimi registrati risultano inferiori al limite imposto agli SLU, pari a 1.73 kg/cmq (da Relazione geologico-tecnica).

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	$\sigma_i$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.10	0.53
0.98	0.41
1.95	0.35
2.92	0.40
3.80	0.50

Per quanto riguarda le combinazioni agli SLE, il valore di picco risulta nella combinazione n°35, pari a 0.36 kg/cm<sup>2</sup>, mentre il valore medio della tensione risulta pari a 0.28 kg/cm<sup>2</sup>, a fronte di una tensione limite ammissibile in fase di esercizio pari a 0.33 kg/cm<sup>2</sup>, determinata sulla scorta di cedimenti del terreno pari a 3.0 cm, considerati accettabili (da Relazione geologico-tecnica).

## 6.7.8 Involuppi analisi

Si riportano i valori degli involuppi degli spostamenti nodali, delle sollecitazioni e delle pressioni in fondazione ottenuti tramite le analisi svolte

### *6.7.8.1 Involuppo spostamenti nodali*

#### Involuppo spostamenti fondazione

X [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.10	-0.0111	0.0114	0.1116	0.2102

## Relazione di calcolo strutturale

0.98	-0.0112	0.0113	0.0939	0.1660
1.95	-0.0113	0.0113	0.0828	0.1393
2.92	-0.0113	0.0112	0.0912	0.1619
3.75	-0.0114	0.0111	0.1057	0.2013

### Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.10	-0.0146	0.0103	0.1118	0.2107
1.01	-0.0146	0.0103	0.1242	0.2489
1.95	-0.0146	0.0103	0.1305	0.2691
2.89	-0.0146	0.0103	0.1213	0.2445
3.80	-0.0146	0.0103	0.1059	0.2019

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.10	-0.0111	0.0114	0.1116	0.2102
0.70	-0.0166	0.0072	0.1117	0.2105
1.30	-0.0146	0.0103	0.1118	0.2107

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	$u_{xmin}$ [cm]	$u_{xmax}$ [cm]	$u_{ymin}$ [cm]	$u_{ymax}$ [cm]
0.10	-0.0114	0.0111	0.1057	0.2013
0.70	-0.0094	0.0144	0.1058	0.2016
1.30	-0.0146	0.0103	0.1059	0.2019

## 6.7.8.2 Inviluppo sollecitazioni nodali

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	$M_{min}$ [kgm]	$M_{max}$ [kgm]	$V_{min}$ [kg]	$V_{max}$ [kg]	$N_{min}$ [kg]	$N_{max}$ [kg]
0.10	-1548	-666	-3623	-1527	450	670
0.98	265	684	-1299	-518	450	670
1.95	554	1346	107	196	450	670
2.92	240	647	748	1703	450	670
3.80	-1536	-658	1441	3494	450	670

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	$M_{min}$ [kgm]	$M_{max}$ [kgm]	$V_{min}$ [kg]	$V_{max}$ [kg]	$N_{min}$ [kg]	$N_{max}$ [kg]
0.10	-1327	-412	915	2846	-60	75
1.01	200	623	464	1451	-60	75
1.95	428	1309	-5	9	-60	75
2.89	204	629	-1445	-460	-60	75
3.80	-1315	-404	-2839	-911	-60	75

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	$M_{min}$ [kgm]	$M_{max}$ [kgm]	$V_{min}$ [kg]	$V_{max}$ [kg]	$N_{min}$ [kg]	$N_{max}$ [kg]
0.10	-1548	-666	450	671	1597	3754
0.70	-1346	-462	93	235	1213	3236
1.30	-1327	-412	-75	60	915	2846

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.10	-1536	-658	-671	-450	1507	3619
0.70	-1334	-454	-235	-93	1209	3229
1.30	-1315	-404	-60	75	911	2839

### 6.7.8.3 Inviluppo pressioni terreno

#### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tmax}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.10	0.28	0.53
0.98	0.23	0.41
1.95	0.21	0.35
2.92	0.23	0.40
3.80	0.26	0.50

## 6.8 VERIFICHE

### 6.8.1 Schema armature

Si riportano le armature ottenute dall'analisi, nel rispetto delle verifiche SLU e SLE e delle indicazioni fornite dalla normativa.

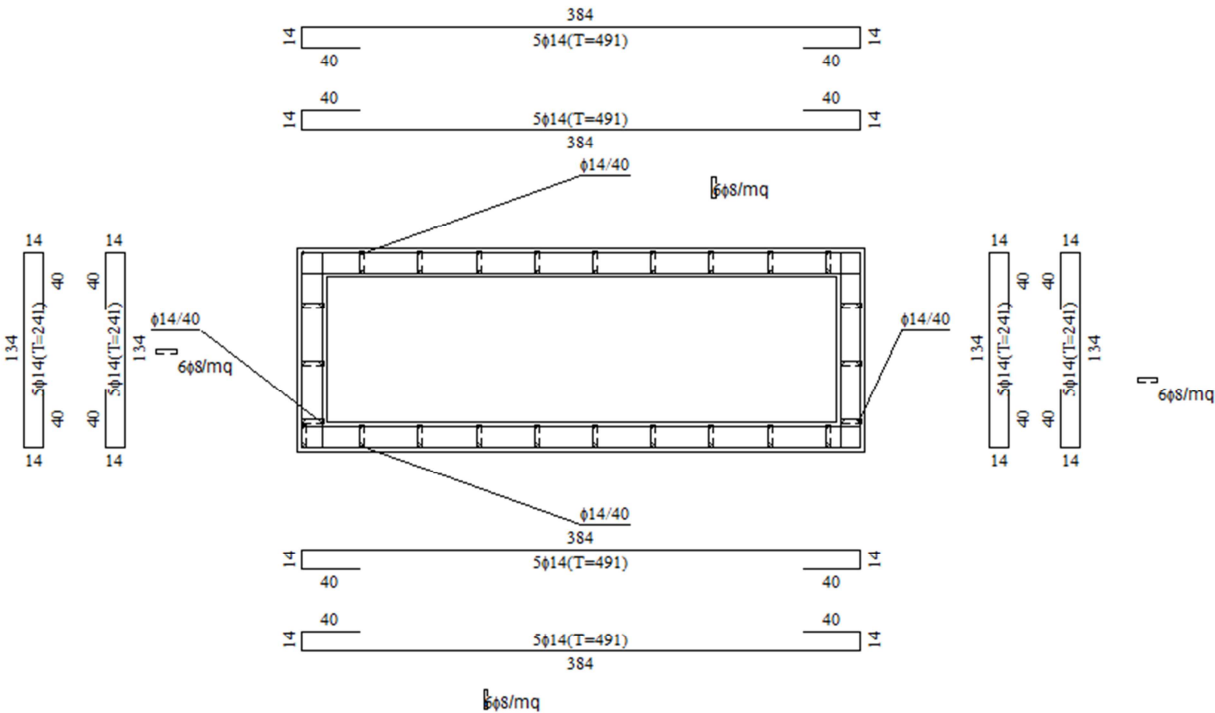


Figura 7- Armature

## 6.8.2 Verifiche SLU

Le verifiche agli SLU, condotte per verificare le sezioni a flessione, taglio ed azione assiale, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.10	1548 (1548)	575	1932	5197	7.70	7.70	3.36
2	0.98	-684 (-883)	575	3460	-5311	7.70	7.70	6.01
3	1.95	-1346 (-1346)	575	2230	-5219	7.70	7.70	3.88
4	2.92	-647 (-908)	575	3361	-5304	7.70	7.70	5.84
5	3.80	1536 (1548)	575	1932	5197	7.70	7.70	3.36

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	-3623	11141	0	0	0.00
2	0.98	-1299	11141	0	0	0.00
3	1.95	196	11141	0	0	0.00
4	2.92	1703	11141	0	0	0.00
5	3.80	3494	11141	0	0	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.10	-1327 (-1327)	34	132	-5063	7.70	7.70	3.82
2	1.01	623 (845)	34	207	5069	7.70	7.70	6.00
3	1.95	1309 (1309)	34	133	5063	7.70	7.70	3.87
4	2.89	629 (850)	34	205	5069	7.70	7.70	5.96
5	3.80	-1315 (-1327)	34	132	-5063	7.70	7.70	3.82

#### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	2846	11072	0	0	0.00
2	1.01	1451	11072	0	0	0.00
3	1.95	3	11072	0	0	0.00
4	2.89	-1445	11072	0	0	0.00
5	3.80	-2839	11072	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

## Relazione di calcolo strutturale

1	0.10	-1548 (-1548)	3754	14959	-6166	7.70	7.70	3.98
2	0.70	-1346 (-1367)	3236	14518	-6133	7.70	7.70	4.49
3	1.30	-1327 (-1332)	2846	12837	-6008	7.70	7.70	4.51

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	576	11547	0	0	0.00
2	0.70	140	11481	0	0	0.00
3	1.30	-34	11431	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
1	0.10	-1536 (-1536)	3619	14440	-6127	7.70	7.70	3.99
2	0.70	-1334 (-1355)	3229	14635	-6142	7.70	7.70	4.53
3	1.30	-1315 (-1320)	2839	12938	-6016	7.70	7.70	4.56

### Verifiche taglio

N°	X	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	-576	11530	0	0	0.00
2	0.70	-140	11480	0	0	0.00
3	1.30	34	11430	0	0	0.00

## 6.8.2.1 Inviluppo verifiche SLU

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	7.70	7.70	3.36
0.98	7.70	7.70	6.01
1.95	7.70	7.70	3.88
2.92	7.70	7.70	5.84
3.80	7.70	7.70	3.36

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	11154	0	0	0.00
0.98	11154	0	0	0.00
1.95	11154	0	0	0.00
2.92	11154	0	0	0.00
3.80	11154	0	0	0.00

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

## Relazione di calcolo strutturale

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	7.70	7.70	3.82
1.01	7.70	7.70	6.00
1.95	7.70	7.70	3.87
2.89	7.70	7.70	5.96
3.80	7.70	7.70	3.82

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	11060	0	0	0.00
1.01	11060	0	0	0.00
1.95	11060	0	0	0.00
2.89	11060	0	0	0.00
3.80	11060	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	7.70	7.70	3.98
0.70	7.70	7.70	4.49
1.30	7.70	7.70	4.51

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	11338	0	0	0.00
0.70	11272	0	0	0.00
1.30	11222	0	0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.10	7.70	7.70	3.99
0.70	7.70	7.70	4.53
1.30	7.70	7.70	4.56

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	11320	0	0	0.00
0.70	11271	0	0	0.00
1.30	11221	0	0	0.00

## 6.8.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli SLE, condotte per verificare le tensioni in esercizio e le fessurazioni, risultano tutte soddisfatte; si riporta un esempio di verifica condotta per una particolare combinazione di carico.

### 6.8.3.1 Verifica tensioni

Simbologia adottata ed unità di misura  
 N°                      Indice sezione

## Relazione di calcolo strutturale

$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M$	Momento flettente, espresso in kgm
$V$	Taglio, espresso in kg
$N$	Sforzo normale, espresso in kg
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in cmq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in cmq
$\sigma_{fi}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kg/cmq
$\sigma_{fs}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kg/cmq
$\sigma_c$	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kg/cmq
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kg/cmq
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.10	680	513	7.70	7.70	96.8	549.6	15.7
2	0.98	-279	513	7.70	7.70	206.2	43.6	6.5
3	1.95	-560	513	7.70	7.70	446.3	80.9	12.9
4	2.92	-254	513	7.70	7.70	185.0	40.3	5.9
5	3.80	672	513	7.70	7.70	95.8	543.0	15.5

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	-1542	-1.07	0.00
2	0.98	-529	-0.37	0.00
3	1.95	119	0.08	0.00
4	2.92	759	0.53	0.00
5	3.80	1456	1.01	0.00

### Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 20.00 cm

#### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.10	-426	-44	7.70	7.70	367.7	55.6	9.7
2	1.01	210	-44	7.70	7.70	27.0	182.5	4.8
3	1.95	434	-44	7.70	7.70	56.6	374.4	9.9
4	2.89	214	-44	7.70	7.70	27.6	185.9	4.9
5	3.80	-418	-44	7.70	7.70	361.0	54.5	9.6

#### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	927	0.64	0.00
2	1.01	473	0.33	0.00
3	1.95	2	0.00	0.00
4	2.89	-469	-0.32	0.00
5	3.80	-923	-0.64	0.00

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 20.00 cm



## Relazione di calcolo strutturale

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.10	-680	1613	7.70	7.70	480.0	110.9	15.8
2	0.70	-483	1227	7.70	7.70	335.4	79.6	11.2
3	1.30	-426	927	7.70	7.70	305.7	68.4	9.9

### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	513	0.36	0.00
2	0.70	178	0.12	0.00
3	1.30	44	0.03	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 20.00 cm

### Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.10	-672	1523	7.70	7.70	479.0	108.7	15.6
2	0.70	-475	1223	7.70	7.70	329.1	78.6	11.1
3	1.30	-418	923	7.70	7.70	299.3	67.3	9.7

### Verifiche taglio

N°	X	V	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
1	0.10	-513	-0.36	0.00
2	0.70	-178	-0.12	0.00
3	1.30	-44	-0.03	0.00

## 6.8.3.2 Verifica fessurazioni

### Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	7.70	7.70	1464	-1464	680	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	0.98	7.70	7.70	1464	-1464	-279	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.95	7.70	7.70	1464	-1464	-560	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	2.92	7.70	7.70	1464	-1464	-254	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	3.80	7.70	7.70	1464	-1464	672	0.00	0.20	0.00	0.00000

### Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	7.70	7.70	1464	-1464	-426	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	1.01	7.70	7.70	1464	-1464	210	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.95	7.70	7.70	1464	-1464	434	0.00	0.20	0.00	0.00000
4	2.89	7.70	7.70	1464	-1464	214	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	3.80	7.70	7.70	1464	-1464	-418	0.00	0.20	0.00	0.00000

### Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

## Relazione di calcolo strutturale

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	7.70	7.70	1464	-1464	-680	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	0.70	7.70	7.70	1464	-1464	-483	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.30	7.70	7.70	1464	-1464	-426	0.00	0.20	0.00	0.00000

### Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 31 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	w <sub>lim</sub>	s <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.10	7.70	7.70	1464	-1464	-672	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	0.70	7.70	7.70	1464	-1464	-475	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	1.30	7.70	7.70	1464	-1464	-418	0.00	0.20	0.00	0.00000

### 6.8.3.3 Involuppo verifiche SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 20.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	7.70	7.70	25.75	929.87	153.94
0.98	7.70	7.70	11.33	70.92	391.47
1.95	7.70	7.70	22.32	134.22	801.89
2.92	7.70	7.70	10.76	67.64	370.22
3.80	7.70	7.70	25.57	923.24	152.92

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	-1.8	0.00
0.98	-0.7	0.00
1.95	0.1	0.00
2.92	0.8	0.00
3.80	1.7	0.00

#### Verifica sezioni traverso (Involuppo)

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione      H = 20.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	7.70	7.70	21.57	124.40	804.81
1.01	7.70	7.70	10.17	378.80	58.80
1.95	7.70	7.70	21.32	795.46	122.96
2.89	7.70	7.70	10.26	382.18	59.32
3.80	7.70	7.70	21.39	123.38	798.18

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	1.4	0.00
1.01	0.7	0.00
1.95	0.0	0.00
2.89	-0.7	0.00
3.80	-1.4	0.00

## Relazione di calcolo strutturale

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	7.70	7.70	26.06	183.06	786.62
0.70	7.70	7.70	22.34	156.95	674.42
1.30	7.70	7.70	21.88	150.79	677.10

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	0.4	0.00
0.70	0.1	0.00
1.30	0.0	0.00

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione      B = 100 cm  
Altezza sezione    H = 20.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.10	7.70	7.70	25.87	180.93	785.62
0.70	7.70	7.70	22.16	155.86	668.08
1.30	7.70	7.70	21.70	149.70	670.75

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.10	-0.4	0.00
0.70	-0.1	0.00
1.30	0.0	0.00

## 7 VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO

Dal momento che i manufatti dei sollevamenti in progetto intercettano la falda sono state effettuate le verifiche al galleggiamento.

I dati relativi alla profondità della falda ed alle caratteristiche del terreno sono desunti dalle prove effettuate in sito ed in laboratorio e riportati nella relazione geotecnica allegata al progetto.

Dati	Stazione di sollevamento n° 1	Stazione di sollevamento n° 2
Quota piano campagna	244.00 m slm	244.00 m slm
Quota falda	241.92 m slm	241.12 m slm
Quota falda	16.0 kN/mc	16.0 kN/mc
Peso specifico del terreno saturo	19.1 kN/mc	19.1 kN/mc

In base a tali dati sono state calcolate le forze agenti sulla struttura verso il basso (peso proprio, peso del terreno di ricoprimento) e verso l'alto (sottospinta dovuta alla falda).

Dati	Stazione di sollevamento n° 1	Stazione di sollevamento n° 2
Struttura prefabbricata	1560.3 kN	2066.0 kN
Sottofondazione	314.6 kN	466.4 kN
Secondi getti interni	1206.3 kN	303.8 kN
Terreno ricoprimento	400.4 kN	600.6 kN
Sottospinta dovuta alla falda	1758.9 kN	1040.3 kN
Totale spinta verso il basso	3481.6 kN	3436.8 kN
Totale spinta verso l'alto	1758.9 kN	1040.3 kN
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>1.98</b>	<b>3.30</b>

Le verifiche al galleggiamento risultano soddisfatte.

## 8 GETTI SECONDARI

Tutti i manufatti verranno collocati su una sottofondazione in calcestruzzo dello spessore di 20 cm realizzata in calcestruzzo C20/25, armato con doppia rete elettrosaldata  $\phi 6/20$ cm.

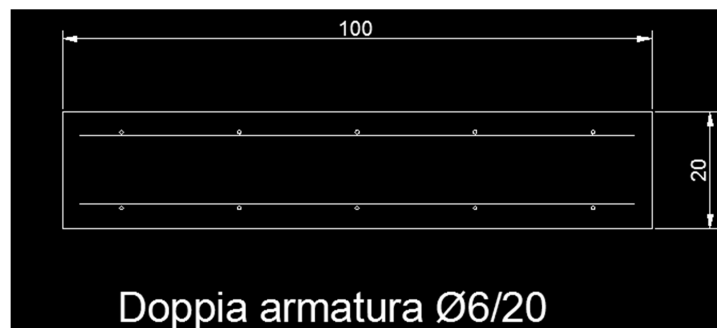


Figura 11 - Schema armature della sottofondazione

Il fondo dei manufatti di sollevamento è inoltre sagomato mediante la realizzazione di un secondo getto in cls con classe di esposizione di tipo XC4 (superfici ciclicamente asciutte e bagnate) e classe di resistenza minima pari a C32/40. I getti di fondo interni possono essere realizzati con armatura  $\phi 8/20$ , atta a evitare fenomeni di fessurazione da ritiro.

All'interno della vasca di sollevamento n° 1 verrà inoltre realizzata in opera una soglia di sfioro per lo scarico delle portate in eccesso. Tale soglia ha una lunghezza netta di 4 m ed è posizionata tra due muretti verticali di altezza pari a quella interna della vasca e di lunghezza 1.7 m.

Le pareti verticali verranno armate con doppia armatura  $\phi 12/20$ . Il risultato scaturisce dall'analisi di una parete che rappresenta la soglia di sfioro, alta 2.40m (ipotesi a favore di sicurezza), di sezione 1.00x0.20m.

Considerando la situazione in cui l'acqua interna alla vasca raggiunga la quota di sfioro mentre il livello al di là della soglia sia pari a 0, l'analisi si svolge considerando un modello di trave a mensola, soggetta ad un carico variabile linearmente che simula la spinta idrostatica, amplificata di un coefficiente pari a 1,5 per sicurezza. Si ottiene quindi un taglio agente pari a 43 kN ed un momento pari a 34.6 kNm.

Il taglio resistente, considerando assenza di armatura addetta a taglio, risulta pari a 82 kN (NTC §4.1.2.1.3.1), mentre il momento resistente risulta pari a 38.3 kNm. Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

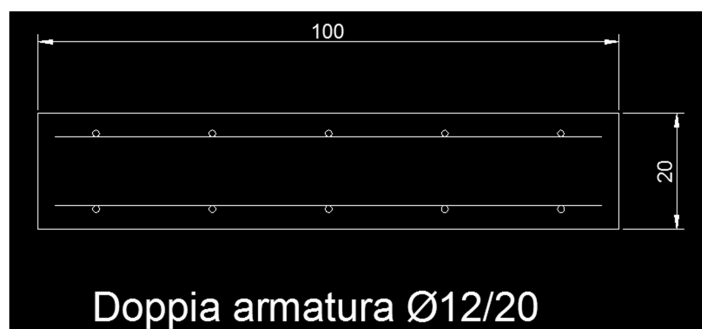


Figura 12 - Schema armature pareti verticali