

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78  
S.G.C. GROSSETO - FANO  
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE  
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")  
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **FI15**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Federico Durastanti  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.**

Dott. Ing.  
Raffaele Franco Carso

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott.Ing. N.Granieri  
Dott.Arch. N.Kamenicky  
Dott.Ing. V.Truffini  
Dott.Arch. A.Bracchini  
Dott.Ing. F.Durastanti  
Dott.Ing. E.Bartolucci  
Dott.Geol. G.Cerquiglini  
Geom. S.Scopetta  
Dott.Ing. L.Sbrenna  
Dott.Ing. E.Sellari  
Dott.Ing. L.Dinelli  
Dott.Ing. L.Nani  
Dott.Ing. F.Pambianco  
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. A.Rea  
Dott. Ing. V.De Gori  
Dott. Ing. C.Consorti  
Geom. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Geom. C.Vischini  
Dott. Ing. V.Piunno  
Dott. Ing. G.Pulli  
Geom. C.Sugaroni



**OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO  
TOMBINO P13  
Relazione di calcolo**

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.  
**L O F I 1 5    E    1 9 0 1**

NOME FILE

*T00-TM13-STR-RE01*

CODICE ELAB.

**T 0 0 T M 1 3 S T R R E 0 1**

REVISIONE

**A**

SCALA:

-

<b>A</b>	Emissione	28/02/2020	P. Castraberte	E.Bartolucci	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>UNITA' DI MISURA.....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>4.1</b>	<b>CALCESTRUZZO .....</b>	<b>7</b>
4.1.1	Getto in opera tombino.....	7
<b>4.2</b>	<b>ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE.....</b>	<b>7</b>
<b>4.3</b>	<b>COPRIFERRI MINIMI .....</b>	<b>8</b>
<b>4.4</b>	<b>DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
<b>6.1</b>	<b>METODOLOGIA ADOTTATA.....</b>	<b>10</b>
<b>6.2</b>	<b>MODALITÀ DI POSA IN OPERA .....</b>	<b>11</b>
<b>6.3</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SULLE TUBAZIONI INTERRATE .....</b>	<b>13</b>
6.3.1	Azione verticale dovuta al terreno di rinterro .....	13
6.3.2	Azione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili.....	13
6.3.3	Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo.....	16
6.3.4	Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna.....	16
<b>6.4</b>	<b>VERIFICA TUBAZIONE RIGIDA SLU .....</b>	<b>16</b>
<b>7</b>	<b>RISULTATI .....</b>	<b>18</b>
<b>7.1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>18</b>

<b>7.2 VERIFICHE TOMBINI <math>\phi</math>1500</b> .....	<b>19</b>
<b>8 CONDIZIONI SISMICHE</b> .....	<b>25</b>
<b>9 OPERE D’IMBOCCO – POZZETTI</b> .....	<b>27</b>
<b>9.1 PREMESSA</b> .....	<b>27</b>
<b>9.2 CRITERI DI CALCOLO</b> .....	<b>28</b>
<b>9.3 ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>30</b>
9.3.1 Pesi propri strutturali ( $G_{k0}$ ) .....	30
9.3.2 Spinta del terreno in condizioni statiche ( $S_{Gk}$ ) .....	30
9.3.3 Carichi accidentali .....	30
9.3.4 Azioni derivanti dalla presenza della falda .....	30
9.3.5 Azioni termiche .....	30
9.3.6 Carico idrostatico .....	30
<b>9.4 AZIONI SISMICHE (<math>F_{SIS}</math>, <math>S_{SIS}</math>)</b> .....	<b>31</b>
<b>9.5 SCHEMA RIEPILOGATIVO DEI CARICHI</b> .....	<b>32</b>
<b>9.6 COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>33</b>
<b>9.7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</b> .....	<b>36</b>
9.7.1 Pareti .....	36
9.7.2 Soletta di base .....	39
9.7.3 Verifiche SLE .....	43
9.7.4 Verifica della capacità portante .....	45
<b>10 OPERE DI SBOCCO-VASCA</b> .....	<b>49</b>
<b>10.1 ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>49</b>
10.1.1 Peso Proprio.....	49

---

10.1.2	Spinta della terra in condizioni statiche.....	49
10.1.3	Spinta statica dell’acqua.....	49
10.1.4	Spinta da sovraccarico accidentale.....	49
10.1.5	Azione sismica.....	50
10.1.6	Spinta delle terre in fase sismica.....	50
<b>10.2</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>50</b>
<b>10.3</b>	<b>MODELLAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>53</b>
10.3.1	Codice di calcolo.....	53
10.3.2	Modello di calcolo.....	53
10.3.3	Interazione terreno-struttura.....	54
<b>10.4</b>	<b>RISULTATI E ANALISI.....</b>	<b>54</b>
10.4.1	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	54
10.4.2	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	57
10.4.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	57
<b>11</b>	<b>ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO VASCA.....</b>	<b>58</b>

## 1 PREMESSA

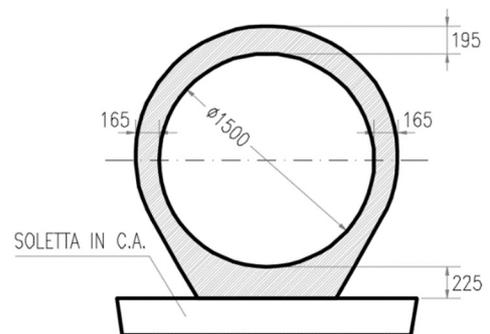
Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche statiche dell’opera di attraversamento idraulico P13.

Il tombino è costituito da tubi in calcestruzzo armato vibrocompresso, dotati di bicchiere esterno di diametro interno 1500 mm.

### TUBI DN 1500

Spessore in chiave	195 mm
Spessore alle imposte	165 mm
Spessore arco rovescio	225 mm



Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori dettagli.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e Circolare Applicativa.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- L. 1086 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “ Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 206-1:2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104-2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;
- UNI EN 1992-1-1 – 2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 – 2005: “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio”;
- UNI-EN 1997-1 - 2005: “Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali”;
- UNI-EN 1998-1 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI-EN 1998-5 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1537: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio”.

### 3 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 CALCESTRUZZO

#### 4.1.1 Getto in opera tombino

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 28/35 ( $R_{ck} \geq 35.00 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

### 4.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_a = 210000 \text{ MPa}$

### 4.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	4.0 cm
Strutture di fondazione	4.0 cm
Elementi prefabbricati	3.0cm

### 4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Si adotta quanto segue:

Fondazione - Elevazione	Classe di esposizione	XC2
-------------------------	-----------------------	-----

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri di resistenza e deformabilità assunti nel calcolo in accordo con i risultati dei sondaggi riportati nella relazione geotecnica.

Unità geotecniche		Unità geologiche		$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$z$	$c_u$	$E'$	OCR
				[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcare/Ghiaia	CV	Calcare Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La falda è posizionate al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame.

Per il rilevato stradale sono state considerate le seguenti caratteristiche:

$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0.00 \text{ kPa}$	coesione drenata

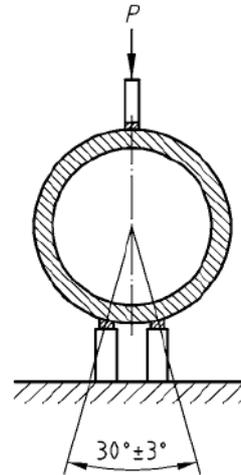
## 6 CRITERI DI CALCOLO

### 6.1 Metodologia adottata

Le norme UNI EN 1916 prevedono che i tubi vengano qualificati da punto di vista della resistenza meccanica attraverso la classe di resistenza valuta mediante una prova sperimentale in cui si applica una forza concentrata sulla sommità del tubo, la classe del tubo viene valuta mediante la seguente espressione:

$$K = P/DN$$

In cui DN = diametro del tubo



Nelle condizioni reali il tubo si verrà a trovare in situazioni abbastanza differenti da quelle ipotizzate nella prova. In particolare nel caso di tubi interrati i carichi sulla volta saranno di tipo distribuito e lateralmente il terreno presente eserciterà una azione di confinamento.

La classe di resistenza minima per la scelta del tubo è quella che determina un carico di resistenza maggiore di quello di progetto calcolato.

Il carico totale dovuto al rinterro ed al carico mobile stradale relativo ad un carico di 1° categoria viene amplificato da un coefficiente di sicurezza per determinare il carico di progetto e quindi la classe di resistenza del tubo.

Tale valore viene specificato nella norma Europea ed anche in quella italiana pari a 1.5. Pertanto se il calcolo dei tubi armati viene fatto con riferimento alla fessurazione il coefficiente di sicurezza viene posto uguale ad 1 mentre se il calcolo viene fatto con riferimento al carico di collasso il coefficiente di sicurezza diventa pari a 1.5.

La struttura ad anello opera in regime di presso - flessione e taglio ed è sollecitata dai carichi esterni (peso proprio, rinterro e carichi accidentali), dal carico idraulico e dalle reazioni del terreno che la struttura mobilita.

In funzione del diametro della tubazione e del rapporto interattivo dell'anello col terreno, i tubi assumono un comportamento rigido o flessibile.

Per stabilire il comportamento della condotta, in riferimento alla norma UNI 7517/76, si valuta il coefficiente o modulo di elasticità in sito come segue:

$$n = \frac{E_{\text{terreno}}}{E_{\text{tubazione}}} \cdot \left(\frac{r}{s}\right)^3$$

-  $E_{\text{terreno}}$  : modulo di elasticità del terreno;

-  $E_{\text{tubazione}}$  : modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione;

-  $r$  : raggio medio della tubazione  $r = \frac{D-s}{2}$

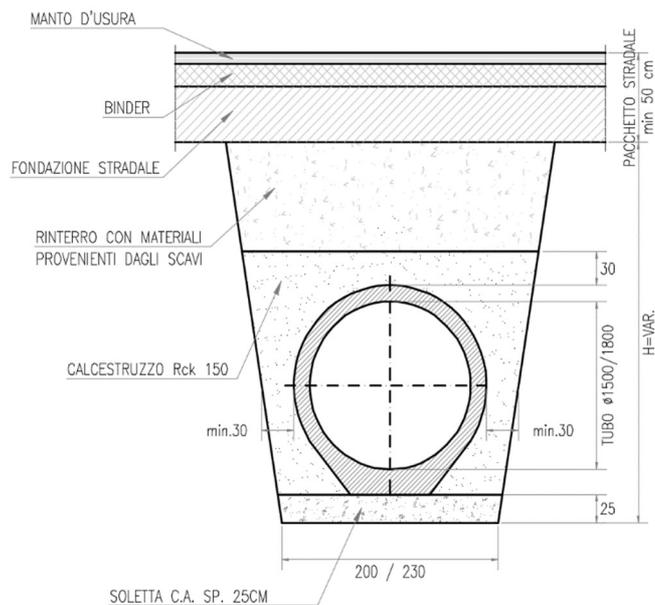
-  $s$  : spessore della tubazione.

la tubazione interrata risulta flessibile o deformabile se risulta  $n \geq 1$

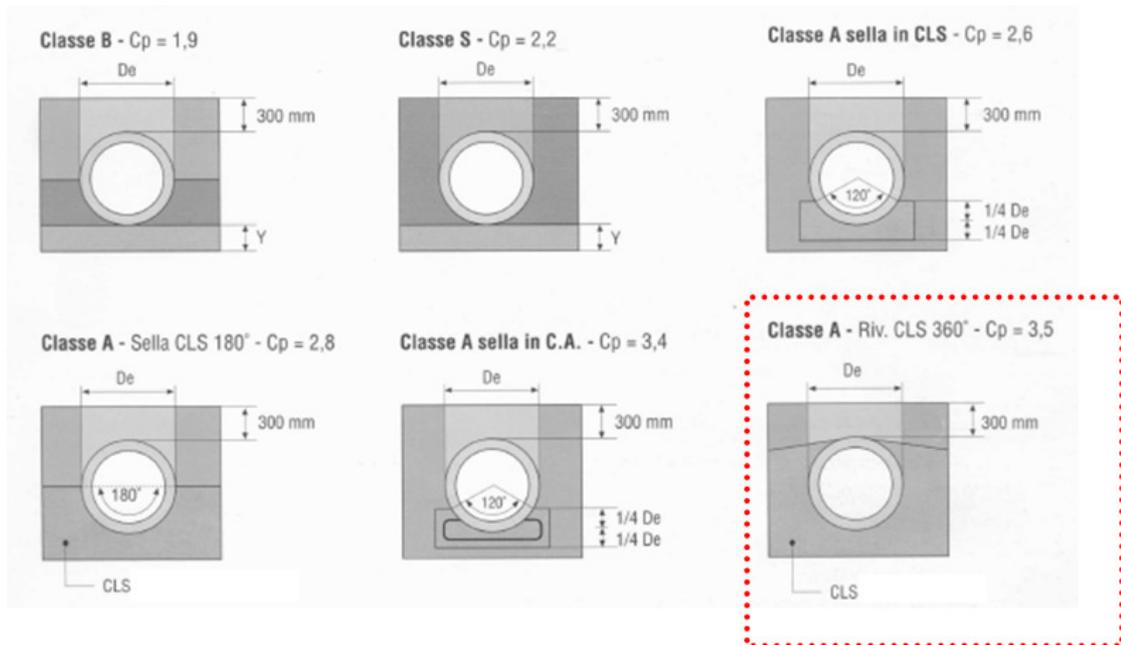
I tubi in conglomerato cementizio appartengono generalmente alla categoria dei tubi rigidi ed il criterio di verifica da utilizzare è quello che fa capo al massimo carico di rottura. Poiché i tubi rigidi favoriscono la concentrazione dei carichi sulle generatrici superiore e inferiore, la resistenza del sistema tubo rigido - terreno dipende in maniera notevole dall'apertura dell'angolo del letto d'appoggio.

## 6.2 Modalità di posa in opera

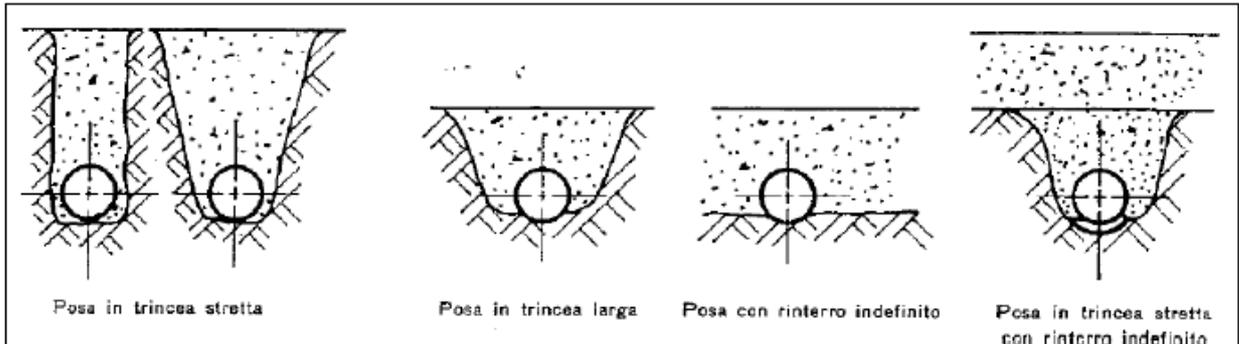
Il tubo viene posato in uno scavo a sezione obbligata su una soletta in calcestruzzo C28/35 armato avente spessore pari a 25 cm e rinfiato con calcestruzzo magro C12/15 fino al completo ricoprimento con almeno 30 cm di spessore in chiave.



Tale modalità di posa determina un coefficiente di posa  $CP=3.5$  come di seguito specificato:



Per quanto riguarda le condizioni di posa si distinguono 4 differenti situazioni, schematicamente rappresentate di seguito:



La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle due seguenti relazioni:

- |   |   |
|---|---|
| $H \geq 1,5B \text{ per } B \leq 2D$ $H \geq 3,5B \text{ per } 2D < B < 3D$ | <ul style="list-style-type: none"> <li>- D      diametro esterno della tubazione,</li> <li>- B      larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo</li> <li>- H      l'altezza del ricoprimento sopra tale generatrice.</li> </ul> |
|---|---|

La larghezza raccomandata è  $B \approx D + 0,5$  m.

## 6.3 Determinazione delle azioni sulle tubazioni interrato

### 6.3.1 Azione verticale dovuta al terreno di rinterro

Per tubi rigidi ( $n < 1$ ) in trincea stretta, l'azione  $W_c$  del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è data dalla:

$$W_c = c_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

in cui  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di rinterro e  $c_t$  un coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta, funzione del rapporto  $H/B$ , dell'angolo di attrito interno del rinterro  $\varphi$  e dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  tra il rinterro ed il terreno naturale;

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k \left(\frac{H}{B}\right) \tan(\varphi')}}{2k \tan(\varphi')} \quad k = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Per tubi rigidi ( $n < 1$ ) in trincea larga, l'azione  $W_c$  del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è data dalla:

$$W_c = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

$C_e$  un è il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga dipendente da  $H/D$  e calcolato come:

$$\begin{aligned} C_e &= 0,1 + 0,85 \cdot (H/D) + 0,33 \cdot (H/D)^2 && \text{per } H/D \leq 2,66 \\ C_e &= 0,1 + 1,68 \cdot (H/D) && \text{per } H/D > 2,66 \end{aligned}$$

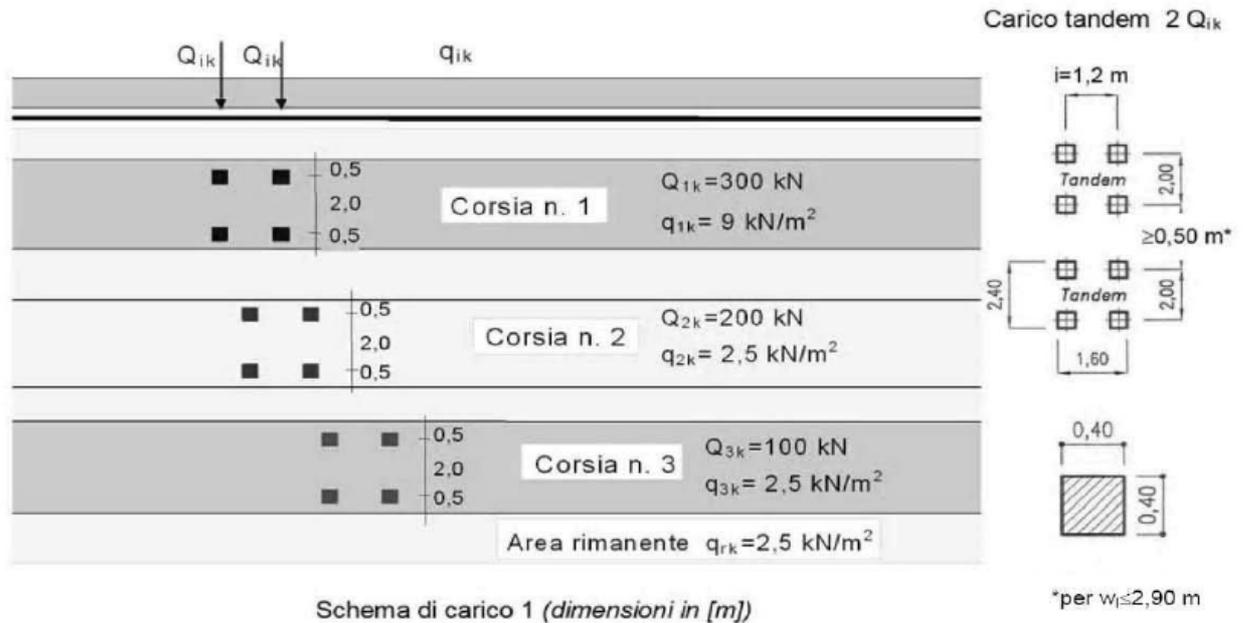
$D$  è il diametro esterno del tubo.

### 6.3.2 Azione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili

Si distinguono due tipi di sovraccarichi mobili applicati con modalità dinamica fattorizzando per un coefficiente di amplificazione  $\varphi = 1 + 0,3 H$  valido per strade e autostrade :

- sovraccarichi concentrati;
- sovraccarichi distribuiti.

Con riferimento al D.M. 17-01-2018, si considerano le azioni variabili da traffico gravanti sul piano contenente la generatrice superiore del tubo secondo lo “schema di carico 1” per i ponti di prima categoria, di seguito rappresentato:



Tali carichi vengono posizionati ortogonalmente all'asse longitudinale dell'opera, ripartendoli sia in direzione longitudinale che trasversale, assumendo i seguenti angoli di diffusione:

- Diffusione 1:1 attraverso il pacchetto stradale e le strutture in cemento armato
- Diffusione 1:4 nel terreno di ricoprimento.

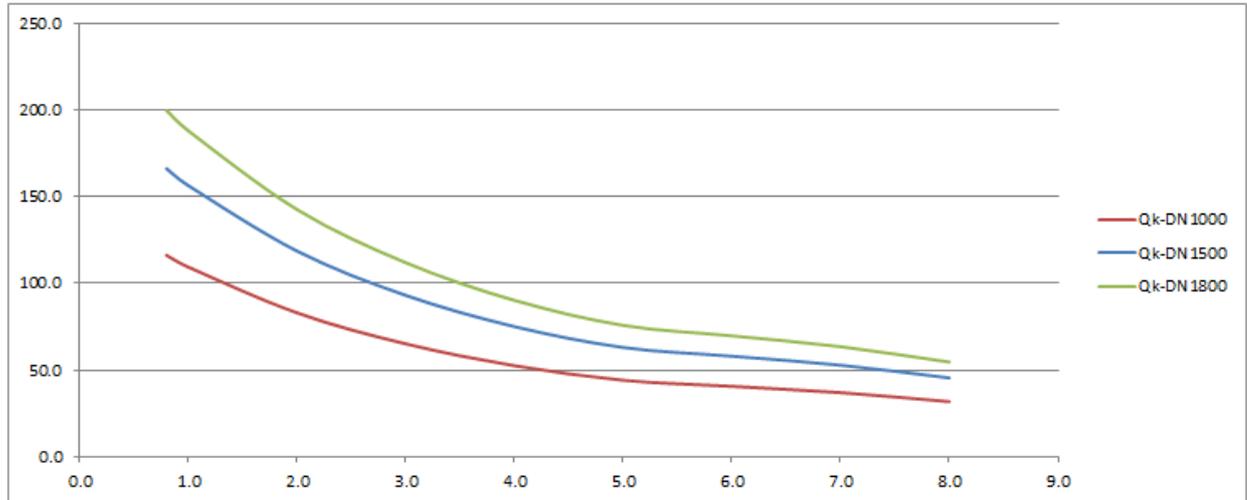
Per quanto riguarda il carico tandem, quale base collaborante, si considerano le dimensioni d'ingombro (2,40 x 1,60 mt) aumentate dello spessore di diffusione attraverso i vari strati attraversati.

Sulla base di quanto esposto si riporta, informa tabulare e grafica, la variabilità del carico agente in corrispondenza della generatrice superiore del tubo in funzione dell'altezza H del rinterro e del diametro DN (interno) dei tubi utilizzati:

CARICHI MOBILI CONCENTRATI Qk (TANDEM) - DN1500

Q.ta gen. Sup. H m	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Carico kN/m <sup>2</sup>	D est. m	Carico kN/m
0.8	600	2.75	4.00	1.00	400	2.75	4.00	1.00	200	2.75	4.00	0.00	90.9	1.83	166.4
1.0	600	2.85	4.10	1.00	400	2.85	4.10	1.00	200	2.85	4.10	0.00	85.6	1.83	156.6
2.0	600	3.35	4.60	1.00	400	3.35	4.60	1.00	200	3.35	4.60	0.00	64.9	1.83	118.8
3.0	600	3.85	5.10	1.00	400	3.85	5.10	1.00	200	3.85	5.10	0.00	50.9	1.83	93.2
4.0	600	4.35	5.60	1.00	400	4.35	5.60	1.00	200	4.35	5.60	0.00	41.1	1.83	75.1
5.0	600	4.85	6.10	1.00	400	4.85	6.10	1.00	200	4.85	6.10	0.10	34.5	1.83	63.1
6.0	600	5.35	6.60	1.00	400	5.35	6.60	1.00	200	5.35	6.60	0.60	31.7	1.83	58.0
7.0	600	5.85	7.10	1.00	400	5.85	7.10	1.00	200	5.85	7.10	1.00	28.9	1.83	52.9
8.0	600	6.35	7.60	1.00	400	6.35	7.60	1.00	200	6.35	7.60	1.00	24.9	1.83	45.5

VARIAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI CONCENTRATI SULLA GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA RICOPRIMENTO

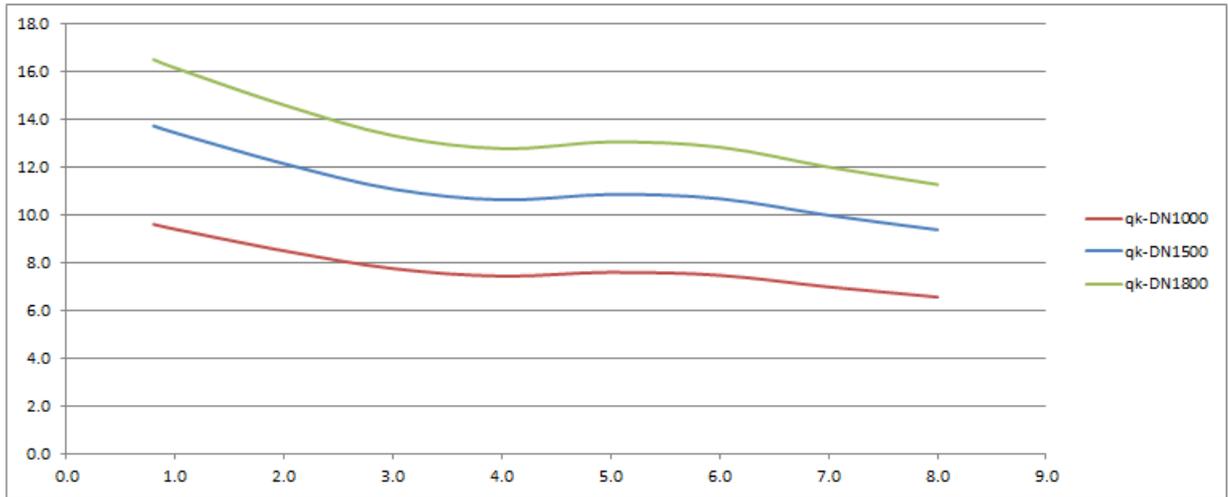


[m, kN/m]

CARICHI MOBILI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI qk - DN1500

Q.ta gen. Sup. H m	qk 1 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	qk 2 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	qk 3 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	Carico kN/m
0.8	27	1.83	4.60	1.00	7.5	1.83	4.60	1.00	7.5	1.83	4.60	0.00	13.7
1.0	27	1.83	4.70	1.00	7.5	1.83	4.70	1.00	7.5	1.83	4.70	0.00	13.4
2.0	27	1.83	5.20	1.00	7.5	1.83	5.20	1.00	7.5	1.83	5.20	0.00	12.1
3.0	27	1.83	5.70	1.00	7.5	1.83	5.70	1.00	7.5	1.83	5.70	0.00	11.1
4.0	27	1.83	6.20	1.00	7.5	1.83	6.20	1.00	7.5	1.83	6.20	0.20	10.6
5.0	27	1.83	6.70	1.00	7.5	1.83	6.70	1.00	7.5	1.83	6.70	0.70	10.9
6.0	27	1.83	7.20	1.00	7.5	1.83	7.20	1.00	7.5	1.83	7.20	1.00	10.7
7.0	27	1.83	7.70	1.00	7.5	1.83	7.70	1.00	7.5	1.83	7.70	1.00	10.0
8.0	27	1.83	8.20	1.00	7.5	1.83	8.20	1.00	7.5	1.83	8.20	1.00	9.4

VARIAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI DISTRIBUITI SULLA GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA RICOPRIMENTO



[m, kN/m]

### 6.3.3 Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola secondo la formula:

Dove:

$$P_a = 5.89 \text{ DN}^2$$

$P_a$  è il carico in kN/m  
DN è il diametro interno del tubo in m

### 6.3.4 Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

Nei casi esaminati la profondità della falda è tale da non generare carichi di questo tipo.

## 6.4 VERIFICA TUBAZIONE RIGIDA SLU

Per la verifica, il rapporto “n” tra il carico resistente  $P_{ed}$  ed il carico totale  $P_{tot}$  dovrà risultare maggiore o uguale al coefficiente di sicurezza  $\mu$  posto pari a 1.5:

$$P_{ed} = CP \cdot Q_0 \cdot D \quad P_{tot} = W_c + (P'_{vc} + P_{vd}) \cdot \psi + P_a$$

essendo  $Q_0$  la classe di resistenza del tubo espressa in kN/m<sup>2</sup>.



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

Itinerario Internazionale E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
Adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (S.S. 223 “Di Paganico”)  
Dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneria

**17 di  
120**

## 7 Risultati

### 7.1 PREMESSA

Nelle verifiche si farà riferimento a varie altezze di ricoprimento (H) per ogni diametro dei tubi utilizzato, in tal modo si intende involuppare tutta la casistica prevista in progetto.

Le altezze H considerate sono le seguenti.

#### **Tombini DN 1500**

ricopr. Minimo	0.8	m
ricopr. Interm.	2.0	m
ricopr. Interm.	3.0	m
ricopr. Interm.	5.0	m
ricopr. Interm.	6.0	m
ricopr. Interm.	7.0	m

## 7.2 Verifiche tombini $\phi 1500$

DN 1500		H =800	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>	
$\rho$ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
$\varphi$ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
$\delta$ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	800 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	0.296	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

### TRINCEA LARGA

H/D =	0.437	Rapporto per la determinazione di Ct	
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	0.535	coefficiente di carico del terreno	
W <sub>c,min</sub> =	29.3 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W <sub>c</sub> =	35.8 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' <sub>vc</sub> =	166.4 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P <sub>vd</sub> =	13.7 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
$\psi$ =	1.3750	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P <sub>s</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q <sub>tot</sub> =	296.7 KN/m	Carico totale	
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
$\mu$ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.159	Coefficiente di sicurezza $n > \mu$	

DN1500		H =2000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>	
ρ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	2000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	0.741	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

**TRINCEA LARGA**

H/D =	1.093	Rapporto per la determinazione di Ct	
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	1.423	coefficiente di carico del terreno	
W <sub>c,min</sub> =	73.2 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W <sub>c</sub> =	95.3 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' <sub>vc</sub> =	118.8 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P <sub>vd</sub> =	12.1 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.1500	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P <sub>a</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q <sub>tot</sub> =	259.1 KN/m	Carico totale	
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.472	Coefficiente di sicurezza n > μ	

<b>DN1500</b>	<b>H =3000</b>	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>
ρ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva
H =	3000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo
H/B =	1.111	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea

**TRINCEA LARGA**

H/D =	1.639	Rapporto per la determinazione di Ct
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	2.380	coefficiente di carico del terreno
W <sub>c,min</sub> =	109.8 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo
W <sub>c</sub> =	159.4 KN/m	Carico verticale rinterro
P' <sub>vc</sub> =	93.2 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore
P <sub>vd</sub> =	11.1 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore
ψ =	1.1000	Coefficiente di incremento dinamico stradale
P <sub>a</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna
Q <sub>tot</sub> =	287.4 KN/m	Carico totale
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente
n =	✓ 2.229	Coefficiente di sicurezza n > μ

DN1500		H =5000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>	
ρ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	5000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	1.852	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

**TRINCEA STRETTA**

H/D =	2.732	Rapporto per la determinazione di Ct	
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	1.502	coefficiente di carico del terreno	
W <sub>c,min</sub> =	183.0 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W <sub>c</sub> =	183.0 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' <sub>vc</sub> =	63.1 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P <sub>vd</sub> =	10.9 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0600	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P <sub>a</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q <sub>tot</sub> =	274.7 KN/m	Carico totale	
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.332	Coefficiente di sicurezza n > μ	

DN1500		H =6000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>	
ρ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	6000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	2.222	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

**TRINCEA STRETTA**

H/D =	3.279	Rapporto per la determinazione di Ct	
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	1.731	coefficiente di carico del terreno	
W <sub>c,min</sub> =	219.6 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W <sub>c</sub> =	219.6 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' <sub>vc</sub> =	58.0 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P <sub>vd</sub> =	10.7 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0500	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P <sub>a</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q <sub>tot</sub> =	305.0 KN/m	Carico totale	
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.100	Coefficiente di sicurezza n > μ	

DN1500		H =7000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E <sub>terr.</sub> =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E <sub>tubo</sub> =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	<b>TUBO RIGIDO</b>	
ρ =	20 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	7000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	2.593	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

**TRINCEA STRETTA**

H/D =	3.825	Rapporto per la determinazione di Ct	
C <sub>t</sub> (o C <sub>e</sub> ) =	1.942	coefficiente di carico del terreno	
W <sub>c,min</sub> =	256.2 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W <sub>c</sub> =	256.2 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' <sub>vc</sub> =	52.9 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P <sub>vd</sub> =	10.0 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0429	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P <sub>a</sub> =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q <sub>tot</sub> =	335.0 KN/m	Carico totale	
Q <sub>0</sub> =	100 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P <sub>rd</sub> =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 1.912	Coefficiente di sicurezza n > μ	

## 8 Condizioni Sismiche

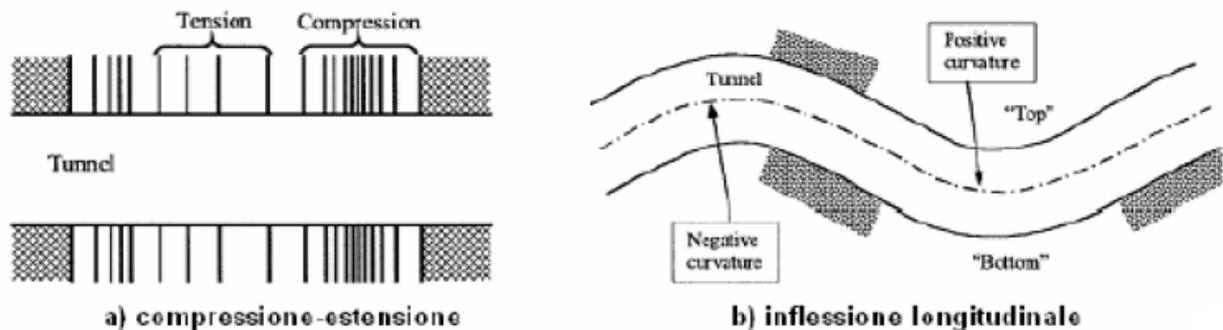
I tombini circolari non risentono in maniera apprezzabile degli effetti dell'azione sismica, soprattutto in considerazione del fatto che in condizioni sismiche non è prevista la concomitanza delle azioni derivanti dai carichi mobili del traffico veicolare.

Nel presente paragrafo si riporta la valutazione degli effetti dell'azione sismica lungo l'asse della canna in termini degli spostamenti relativi in corrispondenza dei giunti. Come già anticipato la canna è suddivisa in conci di tubo prefabbricato che presentano un giunto a bicchiere ogni 2 mt, pertanto il sistema strutturale presenta una discreta capacità a deformarsi nelle direzioni radiali.

In maniera approssimata, ma conservativa, si procede quindi alla valutazione degli effetti delle onde sismiche mediante la seguente relazione, che esprime la curvatura che subisce il terreno per effetto della propagazione delle onde di taglio:

$$X = a_g / V_s^2$$

in cui  $a_g$  è l'accelerazione attesa per lo stato limite considerato del terreno e  $V_s$  la velocità delle onde S.



Nel casi in esame, trattandosi di suolo di categoria B caratterizzato da un range di valori della velocità delle onde tra 360 m/s e 800 m/s, si assume cautelativamente:

$$V_s = 360 \text{ m/sec}$$

$$a_g = 0.21 \text{ g} \quad (\text{SLV})$$

da cui risulta:  $X = 1.62 \text{ E-5 } 1/\text{m}$

Lo spostamento relativo conseguente a tale distorsione tra due giunti posizionati a distanza  $L = 2$  mt, per ogni diametro (D) di tubo utilizzato in progetto, vale:  $\delta_{\text{rel}} = X * D/2 * L$

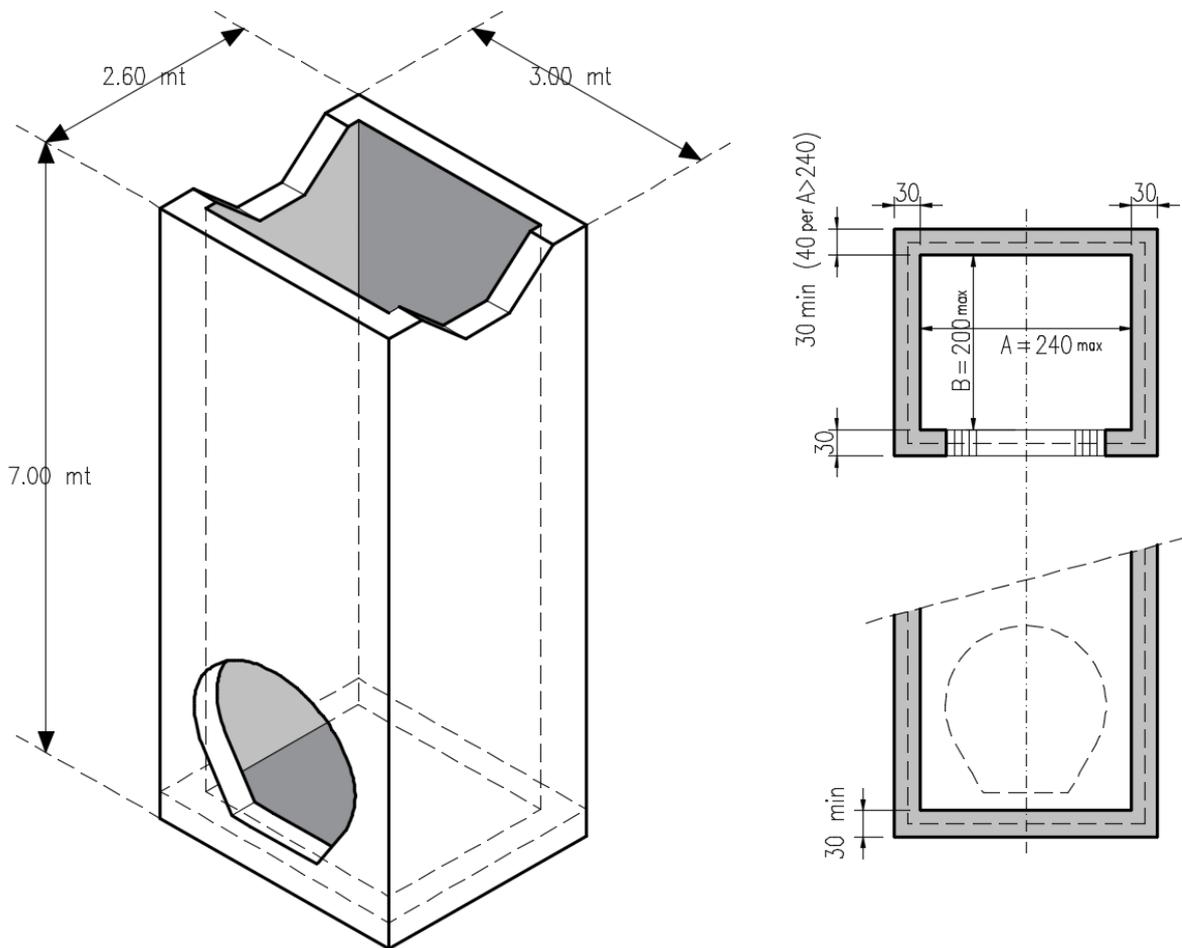
$$\phi 1500 \quad \Rightarrow \quad \delta_{rel} = 0.024 \text{ mm}$$

Da cui risulta che l'escursione dovuta all'azione sismica tra due giunti consecutivi, per ogni diametro utilizzato, è dell'ordine di centesimi di millimetro, ampiamente compatibile con la capacità deformativa degli stessi.

## 9 OPERE D’IMBOCCO – POZZETTI

### 9.1 Premessa

Si riportano in questo capitolo le verifiche relative ai pozzetti presenti agli imbocchi dei tombini idraulici trattati nel presente documento. Di fatto si analizza una geometria fittizia dell’opera di dimensioni tali da comprendere tutte le casistiche presenti lungo la tratta di progetto.



## 9.2 Criteri di calcolo

Lo stato di sollecitazione della struttura viene desunto da un calcolo elettronico operante con un modello spaziale discretizzato con elementi finiti bidimensionali (shell element).

Nel modello è stata simulata l'interazione terreno/struttura operando con molle alla Winkler non reagenti a trazione. In corrispondenza del basamento è stata utilizzata la costante di sottofondo del terreno in sito mentre lungo le pareti, a contatto col terreno di rilevato, si è fatto riferimento ad una costante orizzontale valutata secondo la formula di Matlock e Reese (1956) variabile con la profondità. Considerando quindi un terreno di rilevato di tipo incoerente con un grado di addensamento elevato:  $K_h = n_h z/d$

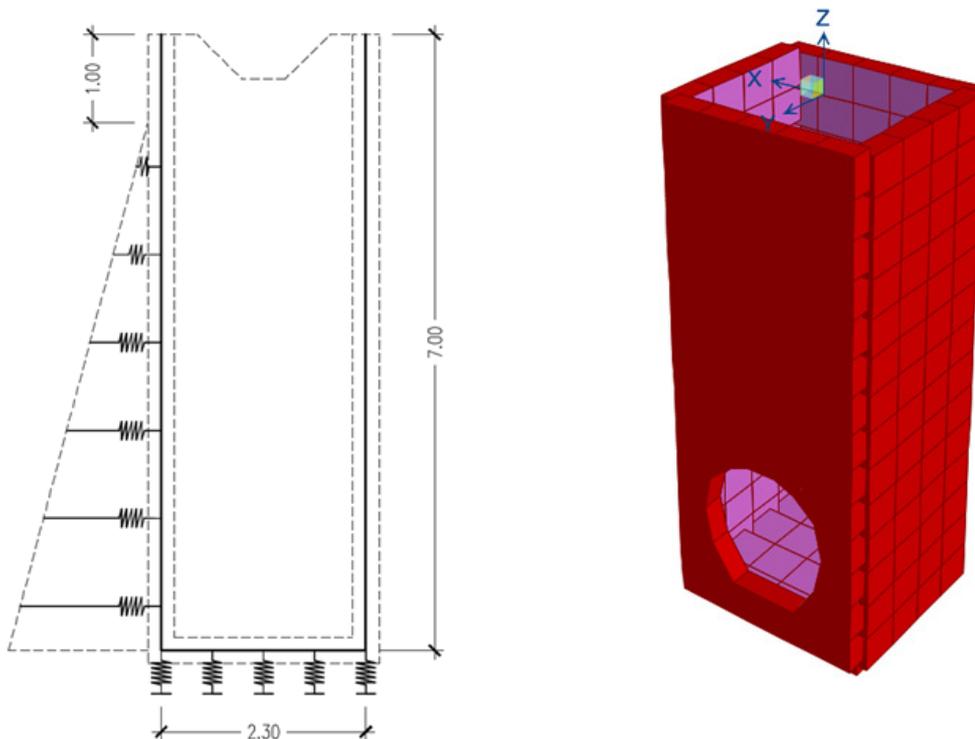
In cui  $z$  = profondità dal p.c.,

$d$  = larghezza della struttura scatolare

$n_h = A \gamma_t / 1.35$  (in cui  $A=1500$  per il tipo di terreno considerato)

Per la modellazione ad elementi finiti è stato utilizzato il programma Sap 2000.

La struttura è definita sulla base dei piani baricentrici degli elementi:



Le verifiche delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo agli Stati Limite.

Per gli stati limite di esercizio si effettuano le seguenti verifiche:

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara)

### Verifica a fessurazione

Si evidenziano nella tabella seguente i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

## 9.3 ANALISI DEI CARICHI

### 9.3.1 Pesi propri strutturali ( $G_{k0}$ )

Si assume per il calcestruzzo armato una densità di peso pari a:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

### 9.3.2 Spinta del terreno in condizioni statiche ( $S_{Gk}$ )

Si considera la spinta generata dai carichi permanenti agenti sui lati del pozzetto considerando il coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \tan(\phi) = 0.426$

Pertanto il diagramma di spinta avrà forma triangolare ed a partire dal piano campagna termina in corrispondenza del piano medio della soletta di base del pozzetto.

$$\sigma = k_0 \times \gamma_t \times z$$

### 9.3.3 Carichi accidentali

Sul piano di campagna si considera agente un carico accidentale di intensità pari a 20 kN/m<sup>2</sup> posizionato nelle condizioni più sfavorevoli.

### 9.3.4 Azioni derivanti dalla presenza della falda

La quota di falda per l'opera in esame è sufficientemente profonda, tale da poter assumere l'assenza di interferenze col regime di spinta dei terreni sulle strutture. Si esclude pertanto la possibilità che si attivino fenomeni di galleggiamento.

### 9.3.5 Azioni termiche

Dato che le opere in progetto sono completamente interrate non si considerano variazioni termiche apprezzabili nelle strutture.

### 9.3.6 Carico idrostatico

Il carico idrostatico derivante dalla presenza di acqua all'interno del pozzetto rimane sempre inferiore alle spinte agenti dall'esterno, poiché si intende adottare armature simmetriche lungo le pareti dell'opera, non si prevedono combinazioni di carico che contemplano tale azione.

Si considera comunque in alcune combinazioni di carico il peso dell'acqua contenuto all'interno del pozzetto.

#### 9.4 Azioni sismiche ( $F_{SIS}$ , $S_{SIS}$ )

L'analisi in condizione sismica è eseguita con il metodo pseudo-statico, definendo l'azione sismica mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per il coefficiente sismico.

Ammettendo che il terreno di riporto sia ben costipato, si ipotizza che lo scatolare si muova insieme al terreno. Di conseguenza il fattore di struttura  $q$  è posto pari a 1 e per l'opera in esame, considerata non dissipativa, non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità degli elementi.

$$F_{SIS} = P \cdot k_h \qquad k_h = \beta_m a_{max} / g = 0.248 \qquad P = \text{peso proprio}$$

(SLV)

$k = \text{coefficiente sismico}$

Dove

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito si pone cautelativamente pari a 1.
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

l'accelerazione massima attesa al sito si valuta con la relazione:

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

in cui

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ),
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Le masse soggette all'accelerazione sismica sono la massa propria della struttura e l'acqua in essa contenuta, quando presente.

Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ . Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a

$$S_{SIS} = k_h \cdot q_0 + k_h \cdot \gamma \cdot H$$

in cui

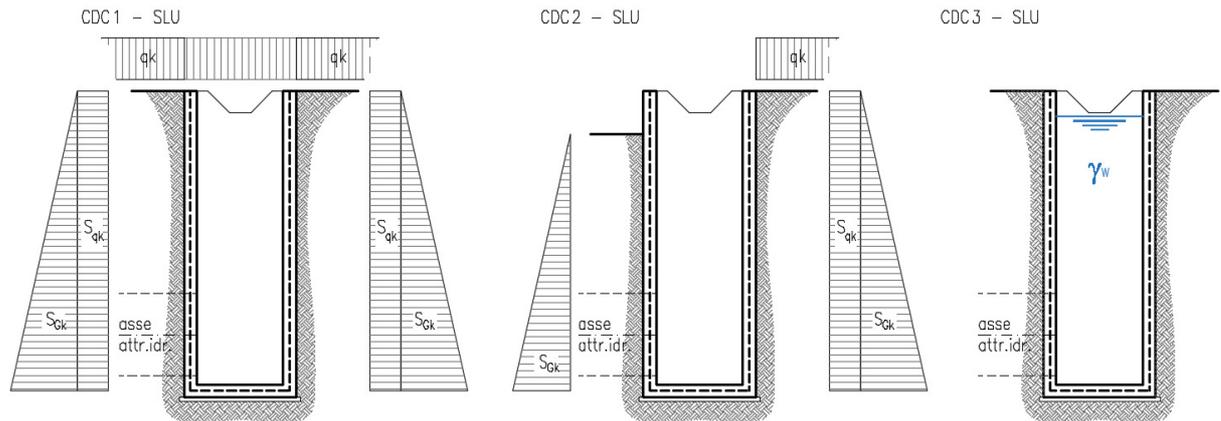
$q_0$  è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico,

$\gamma$  è il peso di volume del terreno,

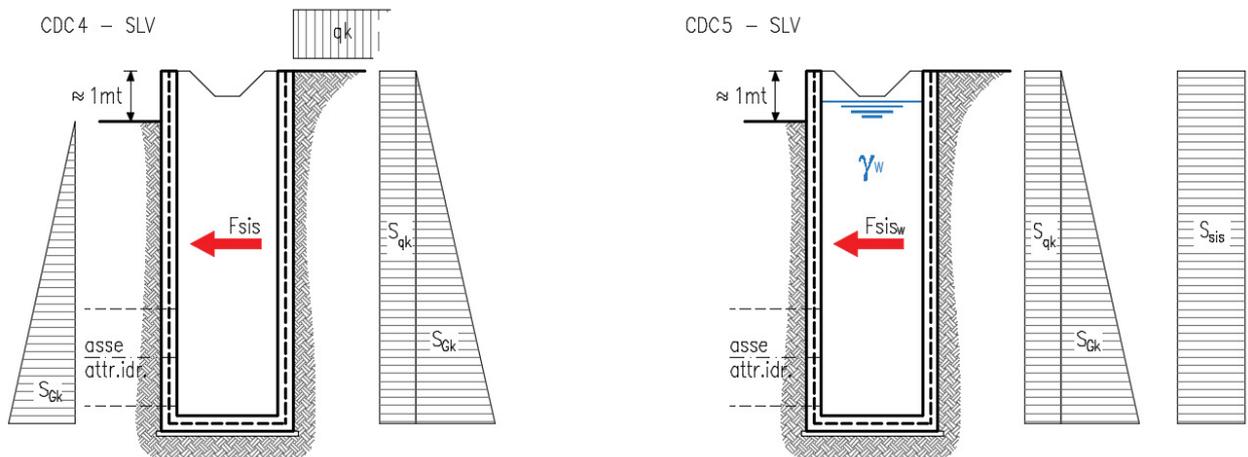
$H$  è l'altezza del rinfilo.

## 9.5 Schema riepilogativo dei carichi

### COMBINAZIONI CARICHI IN ESERCIZIO



### COMBINAZIONI CARICHI IN CONDIZIONE SISMICA



## 9.6 Combinazioni di carico

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

Si riporta la Tabella 5.1.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.1.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 3 Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico dei mezzi sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Per i vari stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni:

- SLU  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE caratt.  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE freq.  $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- SLE q.p.  $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Sisma  $E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate

ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per gli stati limite ultimi si fa riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), quindi utilizzando i valori unitari per i coefficienti geotecnici del terreno ed assumendo pari a 2.3 il coefficiente parziale  $\gamma_R$  per la verifica della capacità portante della fondazione.

## 9.7 Sollecitazioni e verifiche

### 9.7.1 Pareti

Per le pareti del pozzetto si prevede un'armatura tipica orizzontale composta da  $\Phi$  16/20 sia esternamente che internamente.

#### MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	10.05	7.2
2	10.05	22.8

As1 = arm. Esterna

As2 = arm. Interna

MRd max

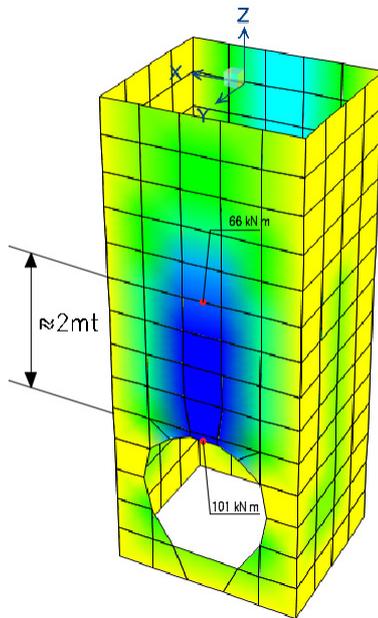
$M_{xRd}$	94.95	kN m
$\sigma_c$	-15.87	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_c$	3.5	‰
$\epsilon_s$	11.89	‰
d	22.8	cm
x	5.185	x/d 0.2274
		$\delta$ 0.7243

MRd min

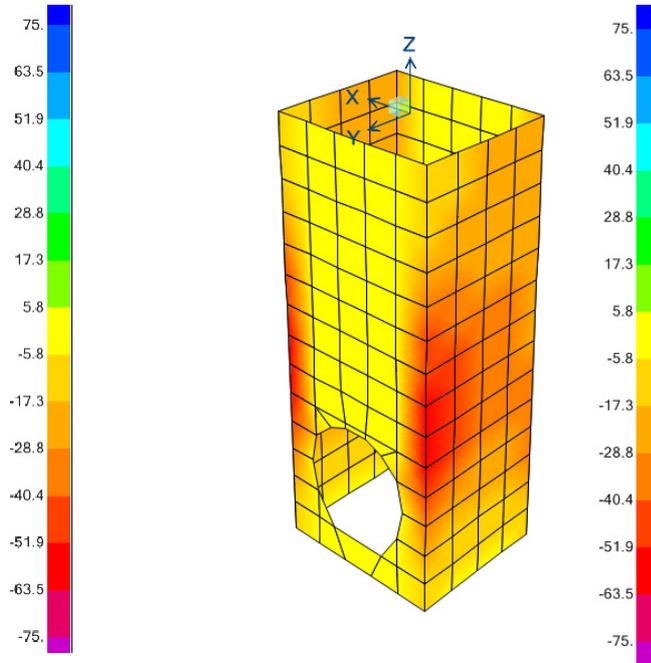
$M_{xRd}$	-94.95	kN m
$\sigma_c$	-15.87	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_c$	3.5	‰
$\epsilon_s$	11.89	‰
d	22.8	cm
x	5.185	x/d 0.2274
		$\delta$ 0.7243

Diagramma momenti verticali (11) - INV SLU/SLV [kNm/m]

M11 max



M11 min



Verticalmente si prevede un'armatura tipica composta da  $\Phi$  12/20 sia esternamente che internamente.

MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
5.65	5.2
5.65	24.8

As1 = arm. Esterna

As2 = arm. Interna

MRd max

$M_{xRd}$  59.8 kN m

$\sigma_c$  -15.87 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  22.2 ‰

d 24.8 cm

$\chi$  3.378  $\chi/d$  0.1362

$\delta$  0.7

MRd min

$M_{xRd}$  -59.8 kN m

$\sigma_c$  -15.87 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  22.2 ‰

d 24.8 cm

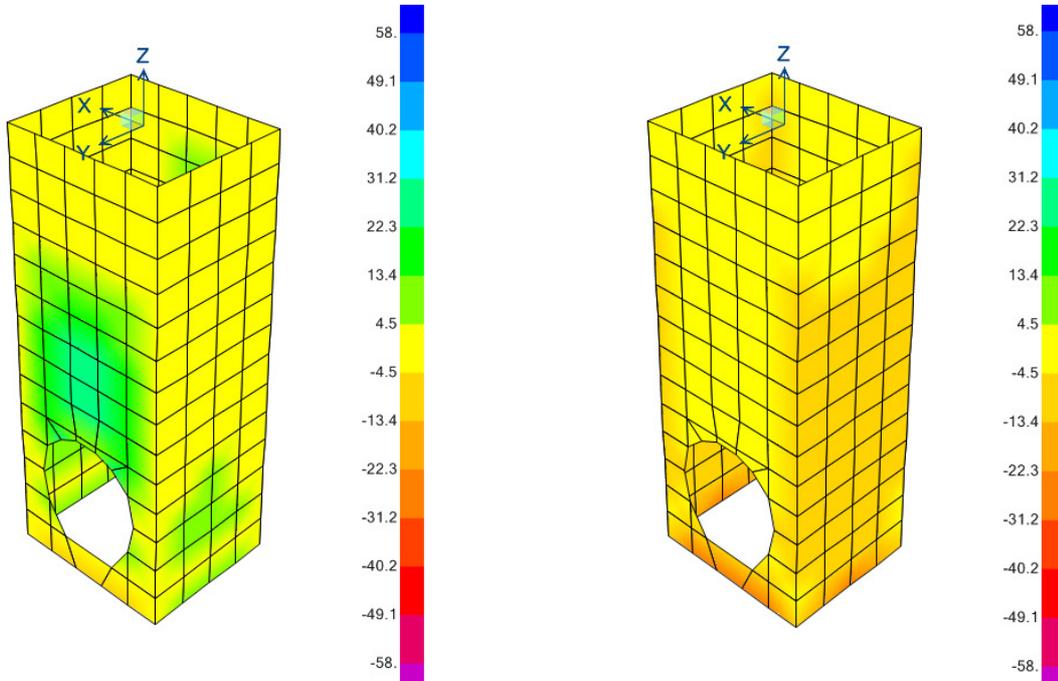
$\chi$  3.378  $\chi/d$  0.1362

$\delta$  0.7

Diagramma momenti orizzontali (22) - INV SLU/SLV [kNm/m]

M22 max

M22 min



TAGLIO RESISTENTE FUORI DAL PIANO DELLE PARETI (sezione non armata a taglio)

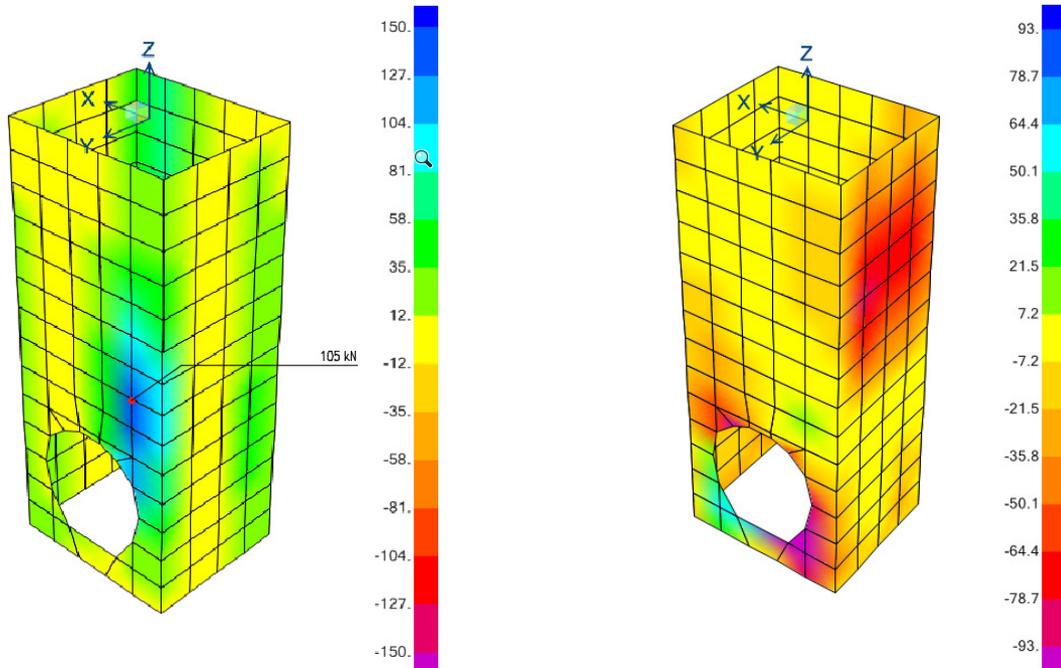
k	=	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v <sub>min</sub>	=	0.508	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ <sub>l</sub>	=	0.0044	
σ <sub>cp</sub> =Ned/Ac=	=	0.0000 (Mpa)	
<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>123.97 (KN)</b>	

**V<sub>Rd,c</sub> = 123.97 kN > V<sub>sd</sub>** si dispongono spille **9 Φ 12 /mq**

Diagramma sollecitazioni di taglio - INV SLU/SLV [kN/m]

Fuori dal piano (Vmax)

Nel piano (F12)



9.7.2 Soletta di base

Per la soletta si prevede un'armatura composta da  $\Phi$  12/20x20 superiore e inferiore.

MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
5.65	5.2
5.65	24.8

As1 = arm. superiore

As2 = arm. inferiore

MRd max

$M_{xRd}$  59.8 kN m

$\sigma_c$  -15.87 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  22.2 ‰

d 24.8 cm

x 3.378 x/d 0.1362

$\delta$  0.7

MRd min

$M_{xRd}$  -59.8 kN m

$\sigma_c$  -15.87 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  22.2 ‰

d 24.8 cm

x 3.378 x/d 0.1362

$\delta$  0.7



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

Itinerario Internazionale E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
Adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (S.S. 223 “Di Paganico”)  
Dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**

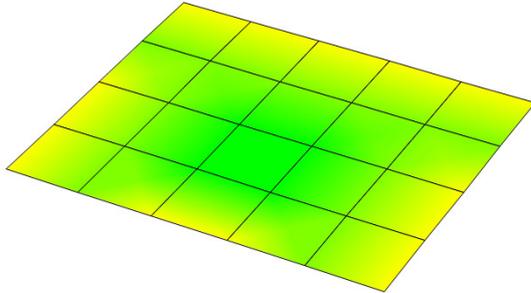


**ICARIA**  
società di ingegneria

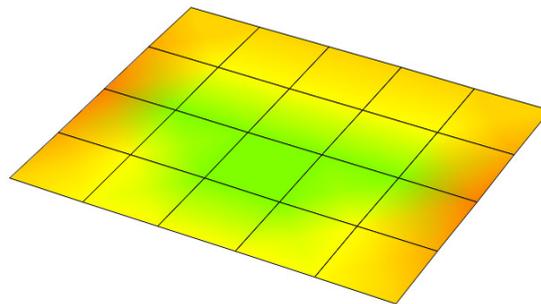
**40 di  
120**

Diagramma momenti - INV SLU/SLV [kNm/m]

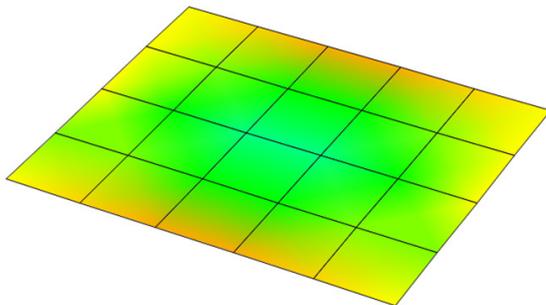
M11 max



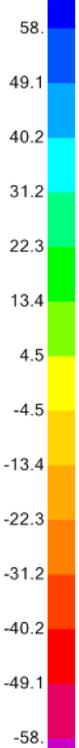
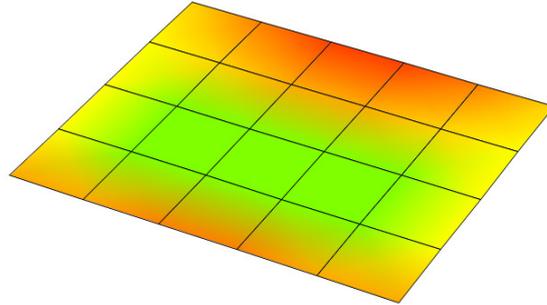
M11 min



M22 max



M22 min

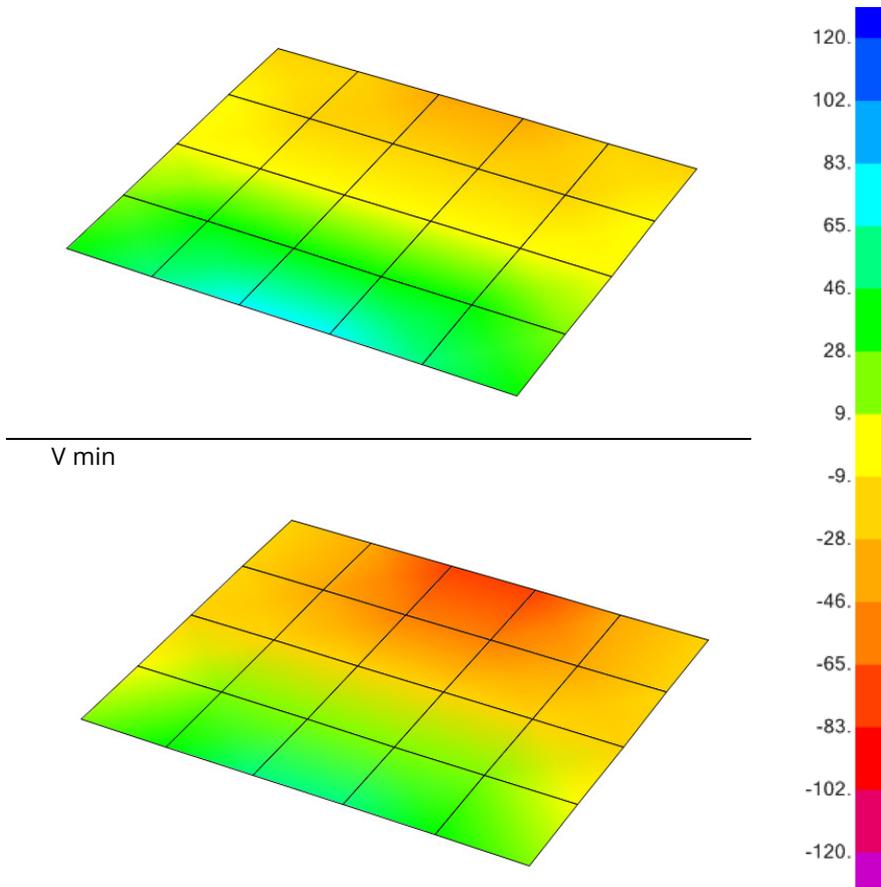


TAGLIO RESISTENTE (sezione non armata a taglio)

k	=	1.90	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v <sub>min</sub>	=	0.493	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ <sub>l</sub>	=	0.0023	
σ <sub>cp</sub> =Ned/Ac=	=	0.0000 (Mpa)	
<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>106.08 (KN)</b>	

Diagramma sollecitazioni di taglio - INV SLU/SLV [kN/m]

V max

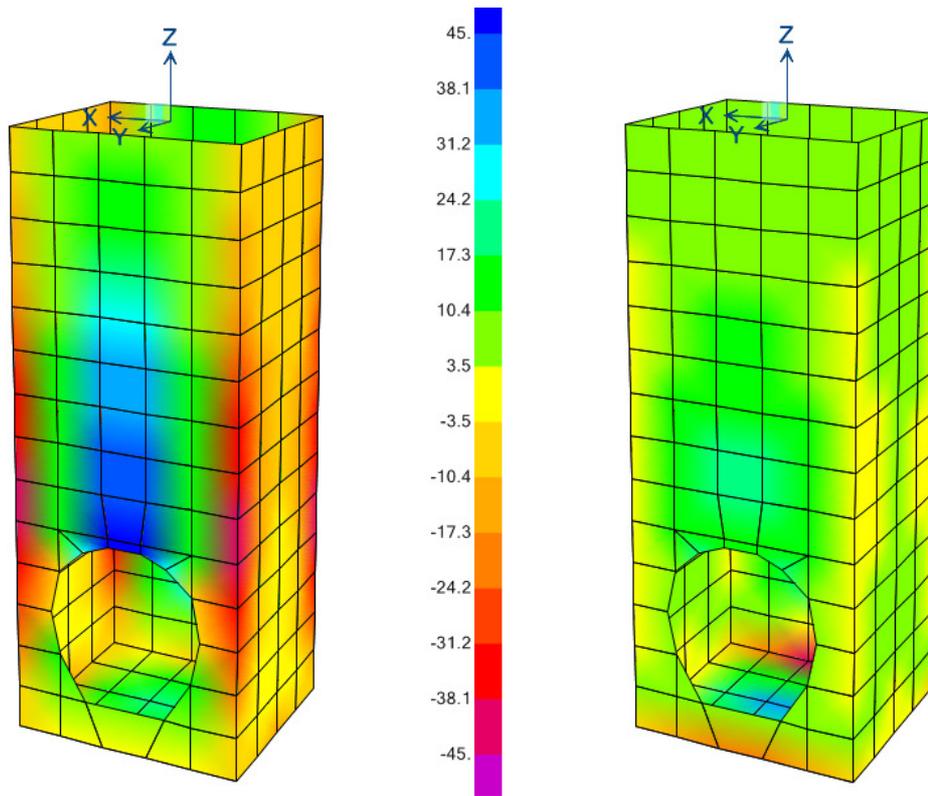


### 9.7.3 Verifiche SLE

Diagramma momenti - INV SLE combinazioni caratteristiche [kNm/m]

M11

M22



Le sollecitazioni massime per la combinazione rara si hanno nelle sezioni armate con  $\Phi$  16/20 su entrambi i bordi.

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	45.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	300 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	50 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	250 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	63.28 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	489022755.3 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>5.82 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>257.73 [MPa]</b>

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>45 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	63.28 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	257.73 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9057133 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.7133 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000687 [-]
		0.000773 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	379.99 [mm]
		379.99 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0.2938 [mm]</b>

Lo stato tensionale nei materiali e l'ampiezza massima delle lesioni per la comb. rara soddisfano anche le limitazioni imposte per la combinazione quasi permanente.

#### 9.7.4 Verifica della capacità portante

La capacità portante è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen, che nel caso generale risulta:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- $\gamma$  = peso specifico del terreno di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico  
 $B = B_f - 2e$ );
- L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico  
 $L = L_f - 2e$ );
- D = profondità della fondazione;
- c = coesione del terreno di fondazione;
- $\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- $c_a$  = aderenza alla base della fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- $\eta$  = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ( $\eta = 0$  se orizzontale);
- b = inclinazione della struttura;
- H = componente orizzontale del carico trasmesso al piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale del carico trasmesso al piano di posa della fondazione.

I coefficienti  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono i coefficienti di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi ;$$

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)} ;$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi .$$

I coefficienti  $s_y, s_c, s_q$  sono i fattori di forma della fondazione

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}\phi;$$

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

I coefficienti  $d_y, d_c, d_q$  sono i fattori di profondità del piano di posa della fondazione

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k;$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2;$$

$$d_y = 1.$$

I coefficienti  $i_y, i_c, i_q$  sono i fattori di inclinazione del carico

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

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg}\phi} \right)^5;$$

$$i_y = \left( 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg}\phi} \right)^5.$$

I coefficienti  $g_y, g_c, g_q$  sono i fattori di inclinazione del piano campagna;

$$g_c = 1 - \frac{\beta^0}{147^0} = 1; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg}\beta)^5 = 1; \quad g_y = g_q$$

I coefficienti  $b_y, b_c, b_q$  sono i fattori di inclinazione della base della fondazione;

$$b_c = 1 - \frac{\eta^0}{147^0}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2 \cdot 7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

dove:

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1\right); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1\right)$$

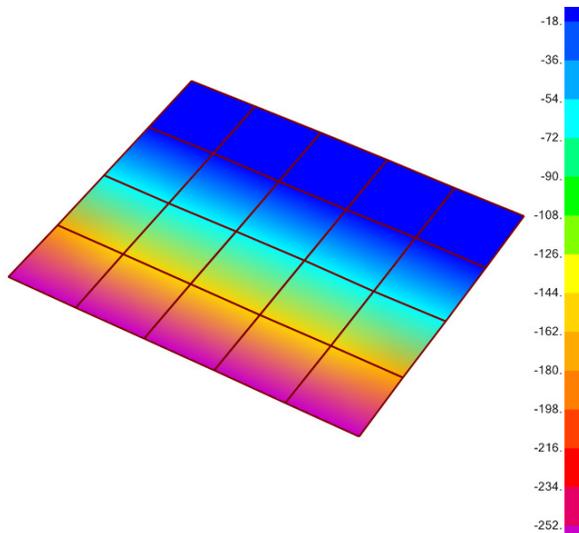
Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche geometriche e geotecniche della fondazione.

B	=	2.60	m		$\phi$	=	25	°
L	=	3.00	m		c	=	10	kPa
D	=	4.30	m		$\gamma$	=	19.5	kN/m <sup>3</sup>

Per la fondazione in esame risulta una pressione limite:

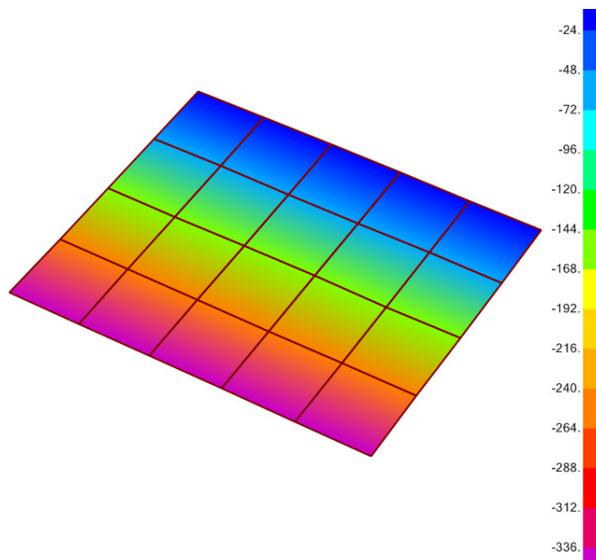
CARICO LIMITE  $q_{\text{lim}} = 1736 \text{ kPa}$

DIAGRAMMI DELLE PRESSIONI SUL TERRENO – CDC 4 SLV [kPa]



Superficie di contatto parzializzata

DIAGRAMMI DELLE PRESSIONI SUL TERRENO – CDC 5 SLV [kPa]



Superficie di contatto parzializzata

MAX PRESSIONE SUL TERRENO

$$\sigma_{\max} = 335 \text{ kPa} \quad q_{\text{lim}} / \sigma_{\max} = 5.2 > \gamma_R = 2.3$$

## 10 OPERE DI SBOCCO-VASCA

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche dell'opera di sbocco, caratterizzata da una sezione a U in CLS:

SBOCCO					
TIPO	H <sub>MAX</sub> [m]	B [m]	L [m]	sp. PARETI [m]	sp. BASE [m]
VASCA	4.15	7.1	2.4	0.4	0.4

### 10.1 ANALISI DEI CARICHI

#### 10.1.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali:

$$\gamma_{cls}=25.0 \quad \text{kN/m}^3$$

#### 10.1.2 Spinta della terra in condizioni statiche

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.426$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{variabile} * \gamma_{terreno\_piedritto}) * K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{variabile} * (\gamma_{terreno\_piedritto} - \gamma_w)] * K_0$$

al di sotto della falda

#### 10.1.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua è proporzionale alla profondità a partire dalla quota di falda.

#### 10.1.4 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 10 kPa, riprodotto nei mezzi d'opera di manutenzione immediatamente a tergo dell'opera.

### 10.1.5 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g = 0.249$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.12$$

### 10.1.6 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza  $H$  viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

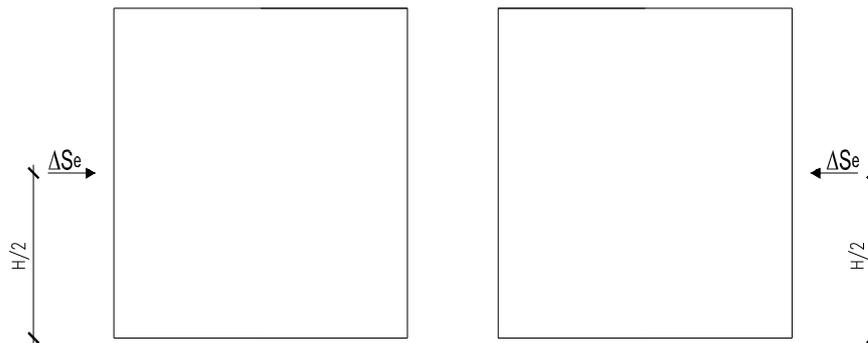


Figura 1: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

## 10.2 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab.

6.8.I delle NTC 2018 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nelle verifiche in condizioni sismiche si è controllato che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III delle NTC 2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti. Si ripota la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II – NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tabella 6.5.I – NTC 2018)

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Tabella 6: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I – NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 7: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno. (Tabella 7.11.III – NTC 2018)

## 10.3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 10.3.1 Codice di calcolo

Il modello di calcolo è stato implementato tramite il software specifico SCAT 14.0 di Aztec Informatica.

### 10.3.2 Modello di calcolo

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.

La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Di seguito si riporta una descrizione del modello geometrico/geotecnico:



Figura 2 Modello geotecnico

### 10.3.3 Interazione terreno-struttura

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

$E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

## 10.4 RISULTATI E ANALISI

### 10.4.1 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

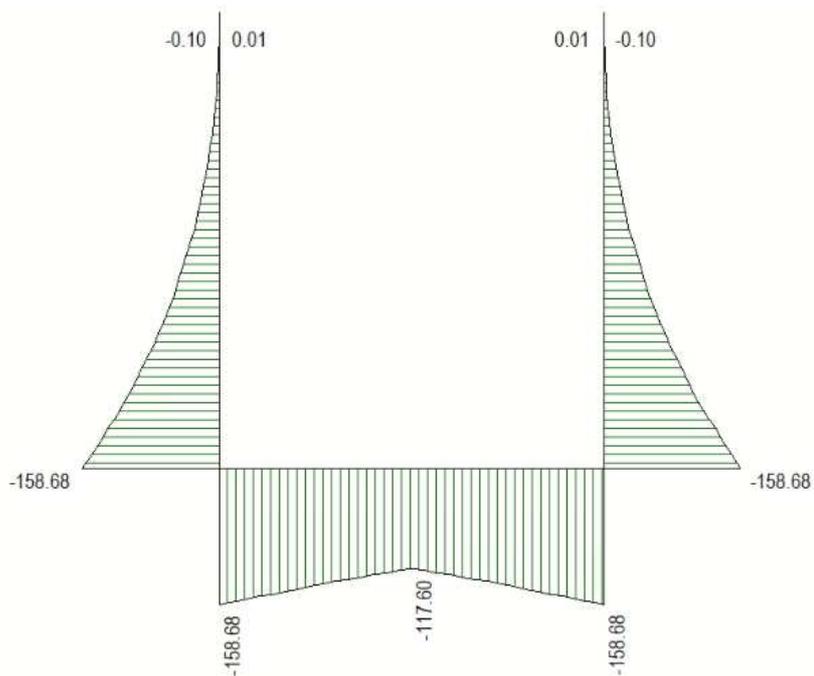


Figura 3 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

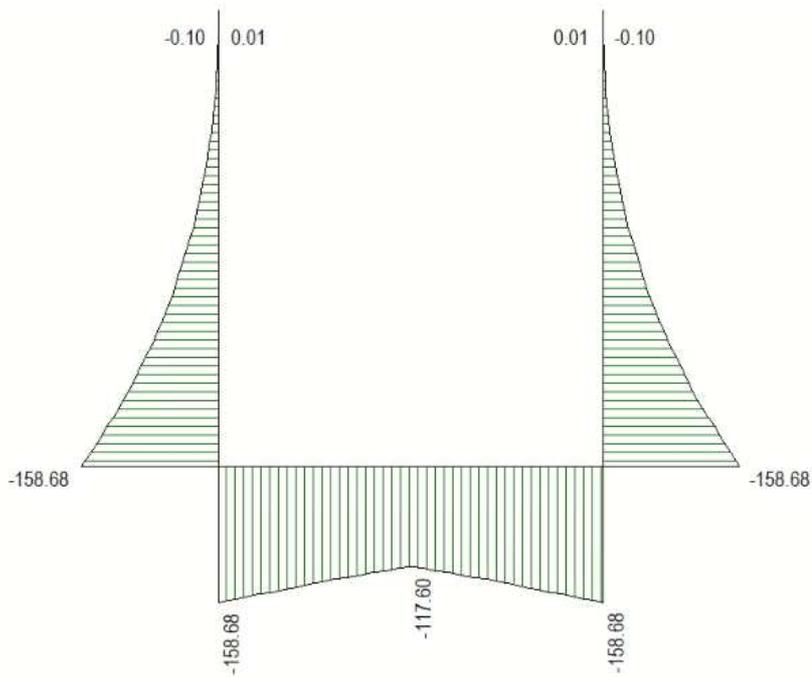


Figura 4 Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

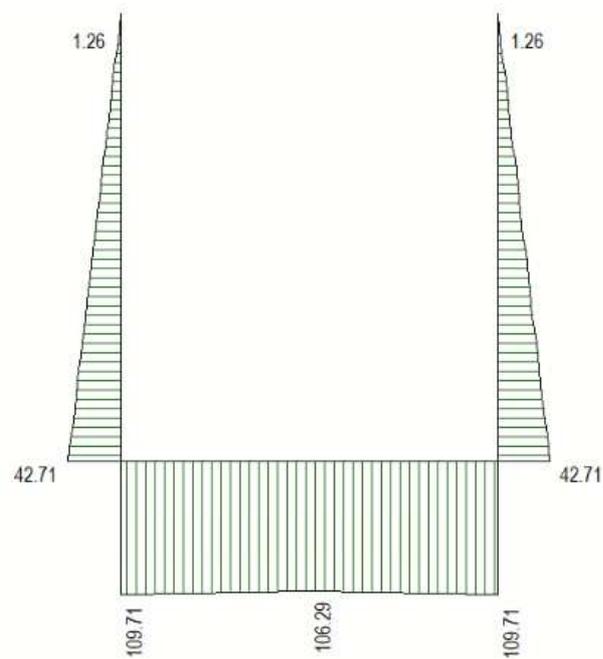


Figura 5 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

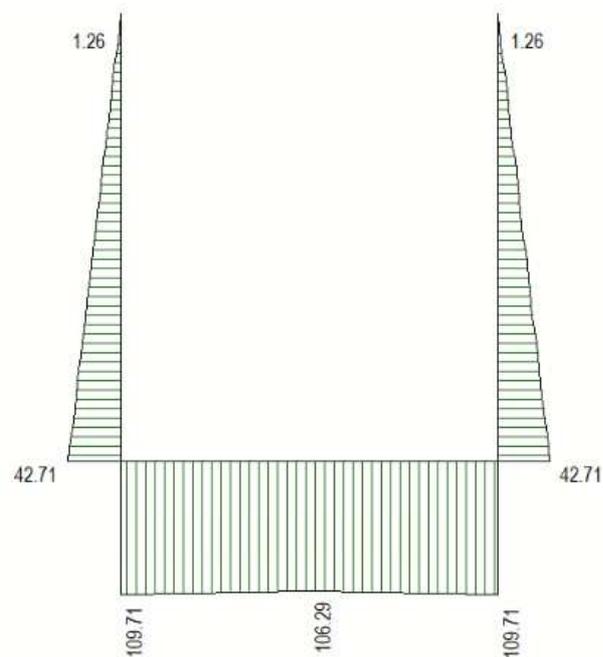


Figura 6 Involuppo SLE Momenti flettenti

#### **10.4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO**

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte allo stato limite ultimo e in esercizio per tutte le combinazioni di carico.

I criteri generali di verifica adottati dal Software, sono quelli esposti al paragrafo 9. Per i dettagli si rimanda i tabulati di calcolo in allegato.

#### **10.4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE**

Le verifiche geotecniche di capacità portante risultano soddisfatte per tutte le combinazioni di calcolo. Per i dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

## **11 ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO VASCA**

## Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3.55	[m]
Larghezza esterna	3.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]
Spessore piedritto destro	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.40	[m]

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	10000	[kPa/m]

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	19.5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	25.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.00	[°]
Coesione	10	[kPa]
Costante di Winkler	20065	[kPa/m]
Tensione limite	520	[kPa]

## Caratteristiche materiali utilizzati

### *Materiale calcestruzzo*

R <sub>ck</sub> calcestruzzo	37000	[kPa]
------------------------------	-------	-------

## RELAZIONE DI CALCOLO

Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32532520	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

### 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 (esprese in m) positive verso destra  
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto  
Carichi concentrati espressi in kN  
Coppie concentrate espressi in kNm  
Carichi distribuiti espressi in kN/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 (ACC)

Distr	Terreno	$X_i = 3.20$	$X_f = 6.20$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nf} = 10.00$
Distr	Terreno	$X_i = -3.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nf} = 10.00$

## 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 $f_{yk}$

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

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

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 0.0720 [m]

## 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 2018

### 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	$\gamma_{G2fav}$	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

#### 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	$\gamma_\gamma$	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	$\gamma_{Q1fav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1sfav}$	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	0.20	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20	1.20

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	1.00
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Analisi della combinazione n° 1

Analisi della combinazione n° 2

Analisi della combinazione n° 3

Analisi della combinazione n° 4

Analisi della combinazione n° 5

Analisi della combinazione n° 6

Analisi della combinazione n° 7

Analisi della combinazione n° 8

Analisi della combinazione n° 9

Analisi della combinazione n° 10

Analisi della combinazione n° 11

Analisi della combinazione n° 12

Analisi della combinazione n° 13

## Spostamenti

### Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00001	0.00200
0.86	0.00000	0.00217
1.60	0.00000	0.00223
2.34	0.00000	0.00217
3.00	-0.00001	0.00200

### Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00001	0.00200
1.88	0.00095	0.00200
3.55	0.00210	0.00200

### Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00001	0.00200
1.88	-0.00095	0.00200
3.55	-0.00210	0.00200

### Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00001	0.00187
0.86	0.00000	0.00218
1.60	0.00000	0.00230
2.34	0.00000	0.00218
3.00	-0.00001	0.00187

### Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00001	0.00187

1.88	0.00164	0.00187
3.55	0.00364	0.00187

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00001	0.00187
1.88	-0.00164	0.00187
3.55	-0.00364	0.00187

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00283	-0.00002
0.86	0.00282	0.00116
1.60	0.00282	0.00208
2.34	0.00281	0.00264
3.00	0.00281	0.00286

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00283	-0.00002
1.88	0.00716	-0.00001
3.55	0.01216	-0.00001

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00281	0.00286
1.88	0.00238	0.00286
3.55	0.00159	0.00286

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00280	-0.00061
0.86	0.00280	0.00065
1.60	0.00279	0.00165
2.34	0.00279	0.00227

3.00 0.00278 0.00253

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00280	-0.00061
1.88	0.00735	-0.00061
3.55	0.01256	-0.00061

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00278	0.00253
1.88	0.00248	0.00254
3.55	0.00184	0.00254

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00281	0.00286
0.86	-0.00281	0.00264
1.60	-0.00282	0.00208
2.34	-0.00282	0.00116
3.00	-0.00283	-0.00002

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00281	0.00286
1.88	-0.00238	0.00286
3.55	-0.00159	0.00286

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00283	-0.00002
1.88	-0.00716	-0.00001
3.55	-0.01216	-0.00001

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00278	0.00253
0.86	-0.00279	0.00227
1.60	-0.00279	0.00165
2.34	-0.00280	0.00065
3.00	-0.00280	-0.00061

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00278	0.00253
1.88	-0.00248	0.00254
3.55	-0.00184	0.00254

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00280	-0.00061
1.88	-0.00735	-0.00061
3.55	-0.01256	-0.00061

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00000	0.00154
0.86	0.00000	0.00167
1.60	0.00000	0.00171
2.34	0.00000	0.00167
3.00	0.00000	0.00154

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00000	0.00154
1.88	0.00073	0.00154
3.55	0.00161	0.00154

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)**

<b>Y [m]</b>	<b>u<sub>x</sub> [m]</b>	<b>u<sub>y</sub> [m]</b>
0.20	0.00000	0.00154
1.88	-0.00073	0.00154
3.55	-0.00161	0.00154

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)**

<b>X [m]</b>	<b>u<sub>x</sub> [m]</b>	<b>u<sub>y</sub> [m]</b>
0.20	0.00001	0.00147
0.86	0.00000	0.00168
1.60	0.00000	0.00175
2.34	0.00000	0.00168
3.00	-0.00001	0.00147

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)**

<b>Y [m]</b>	<b>u<sub>x</sub> [m]</b>	<b>u<sub>y</sub> [m]</b>
0.20	0.00001	0.00147
1.88	0.00108	0.00147
3.55	0.00239	0.00148

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)**

<b>Y [m]</b>	<b>u<sub>x</sub> [m]</b>	<b>u<sub>y</sub> [m]</b>
0.20	-0.00001	0.00147
1.88	-0.00108	0.00147
3.55	-0.00239	0.00148

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)**

<b>X [m]</b>	<b>u<sub>x</sub> [m]</b>	<b>u<sub>y</sub> [m]</b>
0.20	0.00001	0.00145
0.86	0.00000	0.00168
1.60	0.00000	0.00176
2.34	0.00000	0.00168
3.00	-0.00001	0.00145

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00001	0.00145
1.88	0.00119	0.00145
3.55	0.00264	0.00145

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00001	0.00145
1.88	-0.00119	0.00145
3.55	-0.00264	0.00145

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00160	0.00041
0.86	0.00159	0.00123
1.60	0.00159	0.00189
2.34	0.00158	0.00234
3.00	0.00158	0.00258

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00160	0.00041
1.88	0.00453	0.00042
3.55	0.00787	0.00042

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	0.00158	0.00258
1.88	0.00159	0.00258
3.55	0.00142	0.00259

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	$u_x$ [m]	$u_y$ [m]
0.20	0.00163	0.00014
0.86	0.00163	0.00099
1.60	0.00162	0.00169
2.34	0.00162	0.00217
3.00	0.00161	0.00243

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	$u_x$ [m]	$u_y$ [m]
0.20	0.00163	0.00014
1.88	0.00465	0.00015
3.55	0.00808	0.00015

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	$u_x$ [m]	$u_y$ [m]
0.20	0.00161	0.00243
1.88	0.00169	0.00243
3.55	0.00160	0.00243

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	$u_x$ [m]	$u_y$ [m]
0.20	-0.00158	0.00258
0.86	-0.00158	0.00234
1.60	-0.00159	0.00189
2.34	-0.00159	0.00123
3.00	-0.00160	0.00041

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	$u_x$ [m]	$u_y$ [m]
0.20	-0.00158	0.00258
1.88	-0.00159	0.00258
3.55	-0.00142	0.00259

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00160	0.00041
1.88	-0.00453	0.00042
3.55	-0.00787	0.00042

**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00161	0.00243
0.86	-0.00162	0.00217
1.60	-0.00162	0.00169
2.34	-0.00163	0.00099
3.00	-0.00163	0.00014

**Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00161	0.00243
1.88	-0.00169	0.00243
3.55	-0.00160	0.00243

**Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	u <sub>x</sub> [m]	u <sub>y</sub> [m]
0.20	-0.00163	0.00014
1.88	-0.00465	0.00015
3.55	-0.00808	0.00015

## Sollecitazioni

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-66.0502	-41.3716	59.0907
0.86	-44.0806	-21.3116	59.0907
1.60	-35.4154	2.0638	59.0907
2.34	-44.0806	25.3317	59.0907
3.00	-66.0502	41.3716	59.0907

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-66.0502	59.1066	42.7086
1.88	-8.2722	14.7883	21.3543
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-66.0502	-59.1066	42.7086
1.88	-8.2722	-14.7883	21.3543
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

### Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-101.9417	-41.4608	80.5128
0.86	-79.6275	-22.0133	80.5128
1.60	-70.6472	2.1255	80.5128
2.34	-79.6275	26.0543	80.5128
3.00	-101.9417	41.4608	80.5128

### Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-101.9417	80.5344	42.7086

1.88	-17.2450	25.5022	21.3543
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-101.9417	-80.5344	42.7086
1.88	-17.2450	-25.5022	21.3543
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

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

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	-36.9401	102.8164
0.86	-133.5990	-35.1387	104.4307
1.60	-112.0310	-17.9333	106.2327
2.34	-106.9063	9.8613	108.0347
3.00	-121.4140	35.0286	109.6489

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

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	109.8695	36.9401
1.88	-33.3319	43.5771	18.4701
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

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

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.4140	-102.6528	36.9401
1.88	-13.9119	-28.2190	18.4701
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	-28.7655	102.8780
0.86	-138.0578	-31.4050	104.4923
1.60	-117.6000	-19.3375	106.2943
2.34	-110.1401	4.3520	108.0963

3.00      -120.1996      27.0712      109.7106

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	109.8695	28.7655
1.88	-33.3319	43.5771	14.3827
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-120.1996	-102.7761	28.7655
1.88	-12.7445	-27.6357	14.3827
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.4140	-35.0286	109.6489
0.86	-106.9063	-4.9648	108.0347
1.60	-112.0310	21.7884	106.2327
2.34	-133.5990	37.2918	104.4307
3.00	-158.6827	36.9401	102.8164

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.4140	102.6528	36.9401
1.88	-13.9119	28.2190	18.4701
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	-109.8695	36.9401
1.88	-33.3319	-43.5771	18.4701
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-120.1996	-27.0712	109.7106
0.86	-110.1401	-0.1454	108.0963
1.60	-117.6000	22.3866	106.2943
2.34	-138.0578	32.6056	104.4923
3.00	-158.6827	28.7655	102.8780

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-120.1996	102.7761	28.7655
1.88	-12.7445	27.6357	14.3827
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-158.6827	-109.8695	28.7655
1.88	-33.3319	-43.5771	14.3827
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-50.8078	-31.8243	45.4544
0.86	-33.9082	-16.3935	45.4544
1.60	-27.2426	1.5875	45.4544
2.34	-33.9082	19.4860	45.4544
3.00	-50.8078	31.8243	45.4544

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-50.8078	45.4666	32.8528
1.88	-6.3632	11.3756	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-50.8078	-45.4666	32.8528
1.88	-6.3632	-11.3756	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-68.7536	-31.8689	56.1654
0.86	-51.6816	-16.7444	56.1654
1.60	-44.8585	1.6184	56.1654
2.34	-51.6816	19.8472	56.1654
3.00	-68.7536	31.8689	56.1654

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-68.7536	56.1805	32.8528
1.88	-10.8496	16.7326	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-68.7536	-56.1805	32.8528
1.88	-10.8496	-16.7326	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-74.7355	-31.8837	59.7358
0.86	-57.6061	-16.8614	59.7358
1.60	-50.7305	1.6287	59.7358
2.34	-57.6061	19.9677	59.7358
3.00	-74.7355	31.8837	59.7358

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-74.7355	59.7518	32.8528
1.88	-12.3451	18.5182	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-74.7355	-59.7518	32.8528
1.88	-12.3451	-18.5182	16.4264
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	-34.6276	73.7984
0.86	-82.6216	-29.5287	74.6082
1.60	-65.1401	-13.2440	75.5121
2.34	-62.4692	11.0888	76.4161
3.00	-76.7838	33.1767	77.2259

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	77.7747	34.9032
1.88	-19.8922	27.5297	17.4516
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-76.7838	-73.2901	34.9032
1.88	-5.5608	-13.9770	17.4516
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	-30.7069	73.7107
0.86	-84.4686	-28.1869	74.5205
1.60	-67.2437	-14.2157	75.4244
2.34	-63.2637	8.2285	76.3284
3.00	-75.3141	29.1803	77.1382

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	77.7747	30.8024
1.88	-19.8922	27.5297	15.4012
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-75.3141	-73.1146	30.8024
1.88	-5.1369	-12.6490	15.4012
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-76.7838	-33.1767	77.2259
0.86	-62.4692	-6.7467	76.4161
1.60	-65.1401	16.7441	75.5121
2.34	-82.6216	31.8002	74.6082
3.00	-104.9239	34.6276	73.7984

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-76.7838	73.2901	34.9032
1.88	-5.5608	13.9770	17.4516
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	-77.7747	34.9032
1.88	-19.8922	-27.5297	17.4516
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)**

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-75.3141	-29.1803	77.1382
0.86	-63.2637	-4.2151	76.3284
1.60	-67.2437	17.3387	75.4244
2.34	-84.4686	30.0216	74.5205
3.00	-104.9239	30.7069	73.7107

**Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-75.3141	73.1146	30.8024
1.88	-5.1369	12.6490	15.4012
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

**Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)**

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-104.9239	-77.7747	30.8024
1.88	-19.8922	-27.5297	15.4012
3.55	0.0000	0.0000	0.0000

## Pressioni terreno

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	$\sigma_t$ [kPa]
0.20	40
0.86	44
1.60	45
2.34	44
3.00	40

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	$\sigma_t$ [kPa]
0.20	37
0.86	44
1.60	46
2.34	44
3.00	37

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

X [m]	$\sigma_t$ [kPa]
0.20	0
0.86	23
1.60	42
2.34	53
3.00	57

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	$\sigma_t$ [kPa]
0.20	0
0.86	13
1.60	33
2.34	46
3.00	51

### Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	$\sigma_t$ [kPa]
0.20	57
0.86	53
1.60	42

2.34	23
3.00	0

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	51
0.86	46
1.60	33
2.34	13
3.00	0

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	31
0.86	34
1.60	34
2.34	34
3.00	31

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	30
0.86	34
1.60	35
2.34	34
3.00	30

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	29
0.86	34
1.60	35
2.34	34
3.00	29

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	8
0.86	25

1.60	38
2.34	47
3.00	52

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	3
0.86	20
1.60	34
2.34	43
3.00	49

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	52
0.86	47
1.60	38
2.34	25
3.00	8

**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)**

<b>X [m]</b>	<b><math>\sigma_t</math> [kPa]</b>
0.20	49
0.86	43
1.60	34
2.34	20
3.00	3

## Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$N_u$	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
$M_u$	Momento ultimo, espressa in kNm
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in mq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in mq
$CS$	Coeff. di sicurezza sezione
$V_{Rd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rcd}$	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
$V_{Rsd}$	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

### Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione  $B = 100$  cm

Altezza sezione  $H = 0.4000$  m

#### Verifiche presso-flessione

$N^{\circ}$	$X$	$M$	$N$	$N_u$	$M_u$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$CS$
1	0.20	66.05 (66.05)	59.09	244.34	273.12	0.002011	0.002011	4.14
2	0.86	44.08 (50.37)	59.09	334.33	285.00	0.002011	0.002011	5.66
3	1.60	35.42 (36.02)	59.09	504.27	307.43	0.002011	0.002011	8.53
4	2.34	44.08 (51.56)	59.09	325.26	283.80	0.002011	0.002011	5.50
5	3.00	66.05 (66.05)	59.09	244.34	273.12	0.002011	0.002011	4.14

#### Verifiche taglio

$N^{\circ}$	$X$	$A_{sw}$	$V$	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$FS$
1	0.20	0.000000	-41.37	195.08	0.00	0.00	4.715
2	0.86	0.000000	-21.31	195.08	0.00	0.00	9.154
3	1.60	0.000000	2.06	195.08	0.00	0.00	94.526
4	2.34	0.000000	25.33	195.08	0.00	0.00	7.701
5	3.00	0.000000	41.37	195.08	0.00	0.00	4.715

### Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione  $B = 100$  cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-66.05 (-66.05)	42.71	170.28	-263.35	0.002011	0.002011	3.99
2	1.88	-8.27 (-12.64)	21.35	523.84	-310.01	0.002011	0.002011	24.53
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	59.11	193.07	0.00	0.00	3.266
2	1.88	0.000000	14.79	190.44	0.00	0.00	12.878
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-66.05 (-66.05)	42.71	170.28	-263.35	0.002011	0.002011	3.99
2	1.88	-8.27 (-12.64)	21.35	523.84	-310.01	0.002011	0.002011	24.53
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-59.11	193.07	0.00	0.00	3.266
2	1.88	0.000000	-14.79	190.44	0.00	0.00	12.878
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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

1	0.20	101.94 (101.94)	80.51	212.38	268.90	0.002011	0.002011	2.64
2	0.86	79.63 (86.13)	80.51	256.87	274.77	0.002011	0.002011	3.19
3	1.60	70.65 (71.27)	80.51	319.77	283.08	0.002011	0.002011	3.97
4	2.34	79.63 (87.32)	80.51	252.87	274.25	0.002011	0.002011	3.14
5	3.00	101.94 (101.94)	80.51	212.38	268.90	0.002011	0.002011	2.64

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-41.46	197.72	0.00	0.00	4.769
2	0.86	0.000000	-22.01	197.72	0.00	0.00	8.982
3	1.60	0.000000	2.13	197.72	0.00	0.00	93.020
4	2.34	0.000000	26.05	197.72	0.00	0.00	7.589
5	3.00	0.000000	41.46	197.72	0.00	0.00	4.769

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-101.94 (-101.94)	42.71	106.82	-254.97	0.002011	0.002011	2.50
2	1.88	-17.25 (-24.77)	21.35	234.28	-271.79	0.002011	0.002011	10.97
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	80.53	193.07	0.00	0.00	2.397
2	1.88	0.000000	25.50	190.44	0.00	0.00	7.468
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-101.94 (-101.94)	42.71	106.82	-254.97	0.002011	0.002011	2.50
2	1.88	-17.25 (-24.77)	21.35	234.28	-271.79	0.002011	0.002011	10.97
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-80.53	193.07	0.00	0.00	2.397
2	1.88	0.000000	-25.50	190.44	0.00	0.00	7.468
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	158.68 (158.68)	102.82	170.66	263.40	0.002011	0.002011	1.66
2	0.86	133.60 (143.97)	104.43	193.22	266.37	0.002011	0.002011	1.85
3	1.60	112.03 (117.32)	106.23	247.70	273.56	0.002011	0.002011	2.33
4	2.34	106.91 (109.82)	108.03	272.32	276.81	0.002011	0.002011	2.52
5	3.00	121.41 (131.75)	109.65	225.19	270.59	0.002011	0.002011	2.05

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-36.94	200.46	0.00	0.00	5.427
2	0.86	0.000000	-35.14	200.66	0.00	0.00	5.710
3	1.60	0.000000	-17.93	200.88	0.00	0.00	11.201
4	2.34	0.000000	9.86	201.10	0.00	0.00	20.393
5	3.00	0.000000	35.03	201.30	0.00	0.00	5.747

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-158.68 (-158.68)	36.94	57.85	-248.51	0.002011	0.002011	1.57
2	1.88	-33.33 (-46.20)	18.47	101.67	-254.29	0.002011	0.002011	5.50
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	109.87	192.36	0.00	0.00	1.751
2	1.88	0.000000	43.58	190.08	0.00	0.00	4.362
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-121.41 (-121.41)	36.94	76.35	-250.95	0.002011	0.002011	2.07
2	1.88	-13.91 (-22.24)	18.47	224.64	-270.52	0.002011	0.002011	12.16
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-102.65	192.36	0.00	0.00	1.874
2	1.88	0.000000	-28.22	190.08	0.00	0.00	6.736
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	158.68 (158.68)	102.88	170.78	263.41	0.002011	0.002011	1.66
2	0.86	138.06 (147.33)	104.49	188.48	265.75	0.002011	0.002011	1.80
3	1.60	117.60 (123.31)	106.29	234.29	271.80	0.002011	0.002011	2.20
4	2.34	110.14 (111.42)	108.10	267.99	276.24	0.002011	0.002011	2.48

5	3.00	120.20 (128.19)	109.71	232.40	271.55	0.002011	0.002011	2.12
---	------	-----------------	--------	--------	--------	----------	----------	------

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-28.77	200.47	0.00	0.00	6.969
2	0.86	0.000000	-31.40	200.67	0.00	0.00	6.390
3	1.60	0.000000	-19.34	200.89	0.00	0.00	10.388
4	2.34	0.000000	4.35	201.11	0.00	0.00	46.210
5	3.00	0.000000	27.07	201.31	0.00	0.00	7.436

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-158.68 (-158.68)	28.77	44.73	-246.78	0.002011	0.002011	1.56
2	1.88	-33.33 (-46.20)	14.38	78.21	-251.19	0.002011	0.002011	5.44
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	109.87	191.35	0.00	0.00	1.742
2	1.88	0.000000	43.58	189.58	0.00	0.00	4.350
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-120.20 (-120.20)	28.77	59.52	-248.73	0.002011	0.002011	2.07
2	1.88	-12.74 (-20.90)	14.38	182.30	-264.93	0.002011	0.002011	12.67
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-102.78	191.35	0.00	0.00	1.862
2	1.88	0.000000	-27.64	189.58	0.00	0.00	6.860
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo ]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	121.41 (131.75)	109.65	225.19	270.59	0.002011	0.002011	2.05
2	0.86	106.91 (108.37)	108.03	276.50	277.37	0.002011	0.002011	2.56
3	1.60	112.03 (118.46)	106.23	245.00	273.21	0.002011	0.002011	2.31
4	2.34	133.60 (144.61)	104.43	192.28	266.25	0.002011	0.002011	1.84
5	3.00	158.68 (158.68)	102.82	170.66	263.40	0.002011	0.002011	1.66

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-35.03	201.30	0.00	0.00	5.747
2	0.86	0.000000	-4.96	201.10	0.00	0.00	40.505
3	1.60	0.000000	21.79	200.88	0.00	0.00	9.220
4	2.34	0.000000	37.29	200.66	0.00	0.00	5.381
5	3.00	0.000000	36.94	200.46	0.00	0.00	5.427

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo ]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-121.41 (-121.41)	36.94	76.35	-250.95	0.002011	0.002011	2.07
2	1.88	-13.91 (-22.24)	18.47	224.64	-270.52	0.002011	0.002011	12.16
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	102.65	192.36	0.00	0.00	1.874
2	1.88	0.000000	28.22	190.08	0.00	0.00	6.736
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-158.68 (-158.68)	36.94	57.85	-248.51	0.002011	0.002011	1.57
2	1.88	-33.33 (-46.20)	18.47	101.67	-254.29	0.002011	0.002011	5.50
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-109.87	192.36	0.00	0.00	1.751
2	1.88	0.000000	-43.58	190.08	0.00	0.00	4.362
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	120.20 (128.19)	109.71	232.40	271.55	0.002011	0.002011	2.12
2	0.86	110.14 (110.18)	108.10	271.46	276.70	0.002011	0.002011	2.51
3	1.60	117.60 (124.21)	106.29	232.38	271.54	0.002011	0.002011	2.19
4	2.34	138.06 (147.68)	104.49	187.98	265.68	0.002011	0.002011	1.80
5	3.00	158.68 (158.68)	102.88	170.78	263.41	0.002011	0.002011	1.66

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-27.07	201.31	0.00	0.00	7.436
2	0.86	0.000000	-0.15	201.11	0.00	0.00	1383.262
3	1.60	0.000000	22.39	200.89	0.00	0.00	8.974
4	2.34	0.000000	32.61	200.67	0.00	0.00	6.154
5	3.00	0.000000	28.77	200.47	0.00	0.00	6.969

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-120.20 (-120.20)	28.77	59.52	-248.73	0.002011	0.002011	2.07
2	1.88	-12.74 (-20.90)	14.38	182.30	-264.93	0.002011	0.002011	12.67
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	102.78	191.35	0.00	0.00	1.862
2	1.88	0.000000	27.64	189.58	0.00	0.00	6.860
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-158.68 (-158.68)	28.77	44.73	-246.78	0.002011	0.002011	1.56
2	1.88	-33.33 (-46.20)	14.38	78.21	-251.19	0.002011	0.002011	5.44
3	3.55	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	FS
1	0.20	0.000000	-109.87	191.35	0.00	0.00	1.742

---

2	1.88	0.000000	-43.58	189.58	0.00	0.00	4.350
3	3.55	0.000000	0.00	187.81	0.00	0.00	100.000

## Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

$N^\circ$	Indice sezione
$X$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M$	Momento flettente, espresso in kNm
$V$	Taglio, espresso in kN
$N$	Sforzo normale, espresso in kN
$A_{fi}$	Area armatura inferiore, espressa in mq
$A_{fs}$	Area armatura superiore, espressa in mq
$\sigma_{fi}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
$\sigma_{fs}$	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
$\sigma_c$	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
$\tau_c$	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
$A_{sw}$	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

### **Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

Base sezione  $B = 100$  cm  
Altezza sezione  $H = 0.4000$  m

Verifiche presso-flessione

$N^\circ$	$X$	$M$	$N$	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.20	50.81	45.45	0.002011	0.002011	16453	76742	2844
2	0.86	33.91	45.45	0.002011	0.002011	11854	47525	1904
3	1.60	27.24	45.45	0.002011	0.002011	10017	36033	1531
4	2.34	33.91	45.45	0.002011	0.002011	11854	47525	1904
5	3.00	50.81	45.45	0.002011	0.002011	16453	76742	2844

Verifiche taglio

$N^\circ$	$X$	$A_{sw}$	$V$	$\tau_c$
1	0.20	0.000000	-31.82	-114
2	0.86	0.000000	-16.39	-59
3	1.60	0.000000	1.59	6
4	2.34	0.000000	19.49	70
5	3.00	0.000000	31.82	114

### **Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

Base sezione  $B = 100$  cm  
Altezza sezione  $H = 0.4000$  m

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	0.20	-50.81	32.85	0.002011	0.002011	79855	15697	2838
2	1.88	-6.36	16.43	0.002011	0.002011	7058	2636	358
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	45.47	163
2	1.88	0.000000	11.38	41
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-50.81	32.85	0.002011	0.002011	79855	15697	2838
2	1.88	-6.36	16.43	0.002011	0.002011	7058	2636	358
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-45.47	-163
2	1.88	0.000000	-11.38	-41
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	68.75	56.17	0.002011	0.002011	21947	105164	3846

2	0.86	51.68	56.17	0.002011	0.002011	17318	75626	2897
3	1.60	44.86	56.17	0.002011	0.002011	15458	63835	2517
4	2.34	51.68	56.17	0.002011	0.002011	17318	75626	2897
5	3.00	68.75	56.17	0.002011	0.002011	21947	105164	3846

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-31.87	-114
2	0.86	0.000000	-16.74	-60
3	1.60	0.000000	1.62	6
4	2.34	0.000000	19.85	71
5	3.00	0.000000	31.87	114

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-68.75	32.85	0.002011	0.002011	110945	20530	3834
2	1.88	-10.85	16.43	0.002011	0.002011	14752	3898	610
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	56.18	202
2	1.88	0.000000	16.73	60
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-68.75	32.85	0.002011	0.002011	110945	20530	3834

2	1.88	-10.85	16.43	0.002011	0.002011	14752	3898	610
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-56.18	-202
2	1.88	0.000000	-16.73	-60
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	74.74	59.74	0.002011	0.002011	23778	114639	4181
2	0.86	57.61	59.74	0.002011	0.002011	19137	84997	3228
3	1.60	50.73	59.74	0.002011	0.002011	17265	73111	2846
4	2.34	57.61	59.74	0.002011	0.002011	19137	84997	3228
5	3.00	74.74	59.74	0.002011	0.002011	23778	114639	4181

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-31.88	-114
2	0.86	0.000000	-16.86	-60
3	1.60	0.000000	1.63	6
4	2.34	0.000000	19.97	72
5	3.00	0.000000	31.88	114

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-74.74	32.85	0.002011	0.002011	121311	22139	4166

2	1.88	-12.35	16.43	0.002011	0.002011	17332	4309	693
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	59.75	214
2	1.88	0.000000	18.52	66
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-74.74	32.85	0.002011	0.002011	121311	22139	4166
2	1.88	-12.35	16.43	0.002011	0.002011	17332	4309	693
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-59.75	-214
2	1.88	0.000000	-18.52	-66
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo ]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	104.92	73.80	0.002011	0.002011	32777	163434	5864
2	0.86	82.62	74.61	0.002011	0.002011	26797	124624	4626
3	1.60	65.14	75.51	0.002011	0.002011	22101	94168	3653
4	2.34	62.47	76.42	0.002011	0.002011	21424	89333	3505
5	3.00	76.78	77.23	0.002011	0.002011	25368	113881	4302

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	$\tau_c$
1	0.20	0.000000	-34.63	-124
2	0.86	0.000000	-29.53	-106
3	1.60	0.000000	-13.24	-48
4	2.34	0.000000	11.09	40
5	3.00	0.000000	33.18	119

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.20	-104.92	34.90	0.002011	0.002011	173117	30381	5841
2	1.88	-19.89	17.45	0.002011	0.002011	30131	6421	1113
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	$\tau_c$
1	0.20	0.000000	77.77	279
2	1.88	0.000000	27.53	99
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_c$
1	0.20	-76.78	34.90	0.002011	0.002011	124349	22817	4280
2	1.88	-5.56	17.45	0.002011	0.002011	5474	2447	312
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-73.29	-263
2	1.88	0.000000	-13.98	-50
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	104.92	73.71	0.002011	0.002011	32772	163456	5864
2	0.86	84.47	74.52	0.002011	0.002011	27292	127842	4728
3	1.60	67.24	75.42	0.002011	0.002011	22669	97825	3771
4	2.34	63.26	76.33	0.002011	0.002011	21636	90727	3549
5	3.00	75.31	77.14	0.002011	0.002011	24963	111361	4220

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-30.71	-110
2	0.86	0.000000	-28.19	-101
3	1.60	0.000000	-14.22	-51
4	2.34	0.000000	8.23	30
5	3.00	0.000000	29.18	105

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-104.92	30.80	0.002011	0.002011	174143	30123	5838
2	1.88	-19.89	15.40	0.002011	0.002011	30636	6299	1112
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	77.77	279
2	1.88	0.000000	27.53	99
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-75.31	30.80	0.002011	0.002011	122825	22167	4196
2	1.88	-5.14	15.40	0.002011	0.002011	5216	2228	288
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-73.11	-262
2	1.88	0.000000	-12.65	-45
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo ]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	76.78	77.23	0.002011	0.002011	25368	113881	4302
2	0.86	62.47	76.42	0.002011	0.002011	21424	89333	3505
3	1.60	65.14	75.51	0.002011	0.002011	22101	94168	3653
4	2.34	82.62	74.61	0.002011	0.002011	26797	124624	4626
5	3.00	104.92	73.80	0.002011	0.002011	32777	163434	5864

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
----	---	-----------------	---	----------------

1	0.20	0.000000	-33.18	-119
2	0.86	0.000000	-6.75	-24
3	1.60	0.000000	16.74	60
4	2.34	0.000000	31.80	114
5	3.00	0.000000	34.63	124

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-76.78	34.90	0.002011	0.002011	124349	22817	4280
2	1.88	-5.56	17.45	0.002011	0.002011	5474	2447	312
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	73.29	263
2	1.88	0.000000	13.98	50
3	3.55	0.000000	0.00	0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-104.92	34.90	0.002011	0.002011	173117	30381	5841
2	1.88	-19.89	17.45	0.002011	0.002011	30131	6421	1113
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-77.77	-279
2	1.88	0.000000	-27.53	-99

3 3.55 0.000000 0.00 0

**Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	75.31	77.14	0.002011	0.002011	24963	111361	4220
2	0.86	63.26	76.33	0.002011	0.002011	21636	90727	3549
3	1.60	67.24	75.42	0.002011	0.002011	22669	97825	3771
4	2.34	84.47	74.52	0.002011	0.002011	27292	127842	4728
5	3.00	104.92	73.71	0.002011	0.002011	32772	163456	5864

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-29.18	-105
2	0.86	0.000000	-4.22	-15
3	1.60	0.000000	17.34	62
4	2.34	0.000000	30.02	108
5	3.00	0.000000	30.71	110

**Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-75.31	30.80	0.002011	0.002011	122825	22167	4196
2	1.88	-5.14	15.40	0.002011	0.002011	5216	2228	288
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	73.11	262
2	1.88	0.000000	12.65	45

3 3.55 0.000000 0.00 0

**Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

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	0.20	-104.92	30.80	0.002011	0.002011	174143	30123	5838
2	1.88	-19.89	15.40	0.002011	0.002011	30636	6299	1112
3	3.55	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A <sub>sw</sub>	V	τ <sub>c</sub>
1	0.20	0.000000	-77.77	-279
2	1.88	0.000000	-27.53	-99
3	3.55	0.000000	0.00	0

## Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

$N^{\circ}$	Indice sezione
$X_i$	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
$M_p$	Momento, espresse in kNm
$M_n$	Momento, espresse in kNm
$w_k$	Ampiezza fessure, espresse in mm
$w_{lim}$	Apertura limite fessure, espresse in mm
$s$	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
$\varepsilon_{sm}$	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

### **Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

N°	X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$M_p$	$M_n$	M	w	$w_{lim}$	$S_m$	$\varepsilon_{sm}$
1	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	50.81	0.00	0.30	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	33.91	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	27.24	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	33.91	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	50.81	0.00	0.30	0.00	0.000

### **Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

N°	X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$M_p$	$M_n$	M	w	$w_{lim}$	$S_m$	$\varepsilon_{sm}$
1	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-50.81	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-6.36	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

### **Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]**

N°	X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$M_p$	$M_n$	M	w	$w_{lim}$	$S_m$	$\varepsilon_{sm}$
1	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-50.81	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-6.36	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

### **Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

N°	X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$M_p$	$M_n$	M	w	$w_{lim}$	$S_m$	$\varepsilon_{sm}$
----	---	----------	----------	-------	-------	---	---	-----------	-------	--------------------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	68.75	0.00	0.40	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	51.68	0.00	0.40	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	44.86	0.00	0.40	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	51.68	0.00	0.40	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	68.75	0.00	0.40	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-68.75	0.00	0.40	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-10.85	0.00	0.40	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-68.75	0.00	0.40	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-10.85	0.00	0.40	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	74.74	0.00	100.00	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	57.61	0.00	100.00	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	50.73	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	57.61	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	74.74	0.00	100.00	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-74.74	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-12.35	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-74.74	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-12.35	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo ]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	104.92	0.07	0.30	75.84	0.053
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	82.62	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	65.14	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	62.47	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	76.78	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo ]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-104.92	0.11	0.30	128.89	0.049
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-19.89	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo ]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-76.78	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-5.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	104.92	0.07	0.30	75.84	0.053

2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	84.47	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	67.24	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	63.26	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	75.31	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-104.92	0.11	0.30	128.89	0.050
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-19.89	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-75.31	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-5.14	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	76.78	0.00	0.30	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	62.47	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	65.14	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	82.62	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	104.92	0.07	0.30	75.84	0.053

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-76.78	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-5.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-104.92	0.11	0.30	128.89	0.049
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-19.89	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	75.31	0.00	0.30	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	63.26	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	67.24	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	84.47	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	104.92	0.07	0.30	75.84	0.053

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-75.31	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-5.14	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

**Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]**

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	0.20	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-104.92	0.11	0.30	128.89	0.050
2	1.88	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	-19.89	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.55	0.002011	0.002011	87.93	-87.93	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

## Inviluppo spostamenti nodali

### Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u <sub>Xmin</sub> [m]	u <sub>Xmax</sub> [m]	u <sub>Ymin</sub> [m]	u <sub>Ymax</sub> [m]
0.20	-0.002807	0.002830	-0.000613	0.002858
0.86	-0.002812	0.002824	0.000648	0.002644
1.60	-0.002818	0.002818	0.001646	0.002295
2.34	-0.002824	0.002812	0.000648	0.002644
2.93	-0.002830	0.002807	-0.000613	0.002858

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [m]	u <sub>Xmax</sub> [m]	u <sub>Ymin</sub> [m]	u <sub>Ymax</sub> [m]
0.20	-0.002807	0.002830	-0.000613	0.002858
1.88	-0.002481	0.007353	-0.000610	0.002862
3.55	-0.001839	0.012563	-0.000609	0.002863

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [m]	u <sub>Xmax</sub> [m]	u <sub>Ymin</sub> [m]	u <sub>Ymax</sub> [m]
0.20	-0.002830	0.002807	-0.000613	0.002858
1.88	-0.007353	0.002481	-0.000610	0.002862
3.55	-0.012563	0.001839	-0.000609	0.002863

## Inviluppo sollecitazioni nodali

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.20	-158.68	-50.81	-41.46	-27.07	45.45	109.71
0.86	-138.06	-33.91	-35.14	-0.15	45.45	108.10
1.60	-117.60	-27.24	-19.34	22.39	45.45	106.29
2.34	-138.06	-33.91	4.35	37.29	45.45	108.10
3.00	-158.68	-50.81	27.07	41.46	45.45	109.71

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.20	-158.68	-50.81	45.47	109.87	28.77	42.71
1.88	-33.33	-5.14	11.38	43.58	14.38	21.35
3.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.20	-158.68	-50.81	-109.87	-45.47	28.77	42.71
1.88	-33.33	-5.14	-43.58	-11.38	14.38	21.35
3.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo pressioni terreno

**Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione**

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kPa]	$\sigma_{tmax}$ [kPa]
0.20	0	57
0.86	13	53
1.60	33	46
2.34	13	53
3.00	0	57

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

**Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.66
0.86	0.002011	0.002011	1.80
1.60	0.002011	0.002011	2.19
2.34	0.002011	0.002011	1.80
3.00	0.002011	0.002011	1.66

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>Sw</sub>
0.20	195.08	0.00	0.00	0.000000
0.86	195.08	0.00	0.00	0.000000
1.60	195.08	0.00	0.00	0.000000
2.34	195.08	0.00	0.00	0.000000
3.00	195.08	0.00	0.00	0.000000

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.56
1.88	0.002011	0.002011	5.44
3.55	0.002011	0.002011	1000.00

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>Sw</sub>
0.20	193.07	0.00	0.00	0.000000
1.88	190.44	0.00	0.00	0.000000
3.55	187.81	0.00	0.00	0.000000

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.56
1.88	0.002011	0.002011	5.44
3.55	0.002011	0.002011	1000.00

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>Sw</sub>
0.20	193.07	0.00	0.00	0.000000
1.88	190.44	0.00	0.00	0.000000
3.55	187.81	0.00	0.00	0.000000

## Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.20	0.002011	0.002011	5864	163456	32777
0.86	0.002011	0.002011	4728	127842	27292
1.60	0.002011	0.002011	3771	97825	22669
2.34	0.002011	0.002011	4728	127842	27292
3.00	0.002011	0.002011	5864	163456	32777

X	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.20	-124	0.000000
0.86	-106	0.000000
1.60	62	0.000000
2.34	114	0.000000
3.00	124	0.000000

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.20	0.002011	0.002011	5841	30381	174143
1.88	0.002011	0.002011	1113	6421	30636
3.55	0.002011	0.002011	0	0	0

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.20	279	0.000000
1.88	99	0.000000
3.55	0	0.000000

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.20	0.002011	0.002011	5841	30381	174143
1.88	0.002011	0.002011	1113	6421	30636
3.55	0.002011	0.002011	0	0	0

Y	τ <sub>c</sub>	A <sub>sw</sub>
0.20	-279	0.000000
1.88	-99	0.000000
3.55	0	0.000000

## Verifiche geotecniche

### Simbologia adottata

$IC$  Indice della combinazione

$N_c, N_q, N_\gamma$  Fattori di capacità portante

$N_c, N_q, N_\gamma$  Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

$q_u$  Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

$Q_U$  Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

$Q_V$  Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

$FS$  Fattore di sicurezza a carico limite

IC	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$q_u$	$Q_U$	$Q_V$	FS
1	20.72	10.66	6.76	27.66	13.44	6.76	1394	4460.18	121.11	36.83
2	20.72	10.66	6.76	27.66	13.44	6.76	1394	4460.18	121.11	36.83
3	20.72	10.66	6.76	4.33	3.17	0.77	218	699.13	104.76	6.67
4	20.72	10.66	6.76	2.07	2.17	0.41	127	406.31	81.57	4.98
5	20.72	10.66	6.76	4.33	3.17	0.77	218	699.13	104.76	6.67
6	20.72	10.66	6.76	2.07	2.17	0.41	127	406.31	81.57	4.98