

# 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. Carlacchini  
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

### TOMBINI VIABILITÀ SECONDARIE

### Relazione di calcolo

**CODICE PROGETTO**

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.  
LOFI15    E    1901

**NOME FILE**

T00-TM40-STR-RE01

**REVISIONE**

**SCALA:**

**CODICE ELAB.**

T00TM40STRRE01

A

-

<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>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>UNITA' DI MISURA.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>4.1</b>	<b>CALCESTRUZZO .....</b>	<b>6</b>
4.1.1	Getto in opera tombino.....	6
<b>4.2</b>	<b>ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE.....</b>	<b>6</b>
<b>4.3</b>	<b>COPRIFERRI MINIMI .....</b>	<b>7</b>
<b>4.4</b>	<b>DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
<b>6.1</b>	<b>METODOLOGIA ADOTTATA.....</b>	<b>9</b>
<b>6.2</b>	<b>MODALITÀ DI POSA IN OPERA .....</b>	<b>10</b>
<b>6.3</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SULLE TUBAZIONI INTERRATE .....</b>	<b>12</b>
6.3.1	Azione verticale dovuta al terreno di rinterro .....	12
6.3.2	Azione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili.....	12
6.3.3	Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo.....	15
6.3.4	Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna.....	15
<b>6.4</b>	<b>VERIFICA TUBAZIONE RIGIDA SLU .....</b>	<b>15</b>
<b>7</b>	<b>RISULTATI .....</b>	<b>17</b>
<b>7.1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>17</b>

7.2 VERIFICHE TOMBINI $\phi 1500$ .....	18
8 CONDIZIONI SISMICHE .....	24
9 OPERE D’IMBOCCO – POZZETTI .....	26
9.1 PREMESSA.....	26
9.2 CRITERI DI CALCOLO .....	27
9.3 ANALISI DEI CARICHI.....	29
9.3.1 Pesi propri strutturali ( $G_{k0}$ ) .....	29
9.3.2 Spinta del terreno in condizioni statiche ( $S_{Gk}$ ) .....	29
9.3.3 Carichi accidentali .....	29
9.3.4 Azioni derivanti dalla presenza della falda .....	29
9.3.5 Azioni termiche .....	29
9.3.6 Carico idrostatico .....	29
9.4 AZIONI SISMICHE ( $F_{SIS}$ , $S_{SIS}$ ) .....	30
9.5 SCHEMA RIEPILOGATIVO DEI CARICHI .....	31
9.6 COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
9.7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	35
9.7.1 Pareti .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.7.2 Soletta di base .....	35
9.7.3 Verifiche SLE .....	38
9.7.4 Riepilogo armature .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.7.5 Verifica della capacità portante .....	41

## 1 PREMESSA

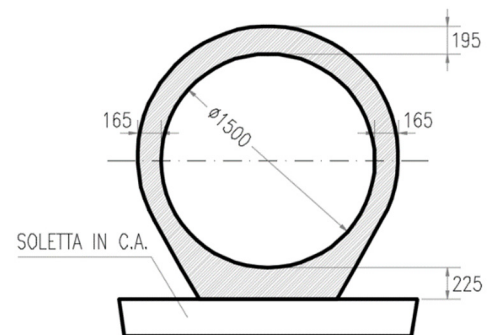
Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche statiche dell’opera di attraversamento delle viabilità secondarie.

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)

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

Resistenza media a compressione

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

Modulo elastico

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

Resistenza di calcolo a compressione

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

Resistenza a trazione media

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

Resistenza a trazione

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

Resistenza a trazione di calcolo

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

Resistenza a compressione (comb. Rara)

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

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

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

### 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 posiziona 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

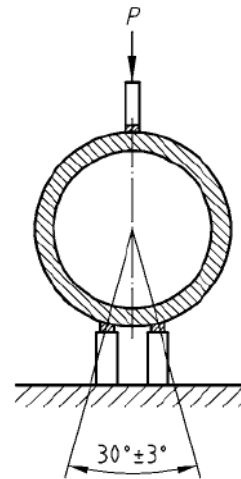
## 6 CRITERI DI CALCOLO

### 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  $r = \frac{D-s}{2}$

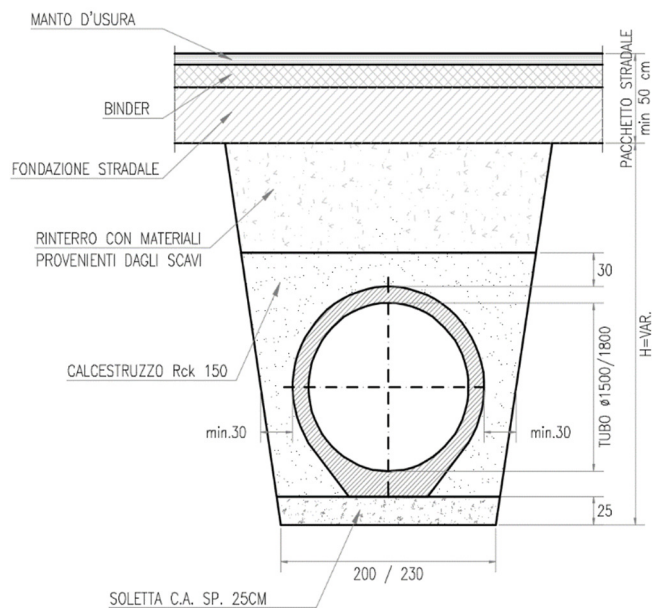
-  $s$  : spessore della tubazione.

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

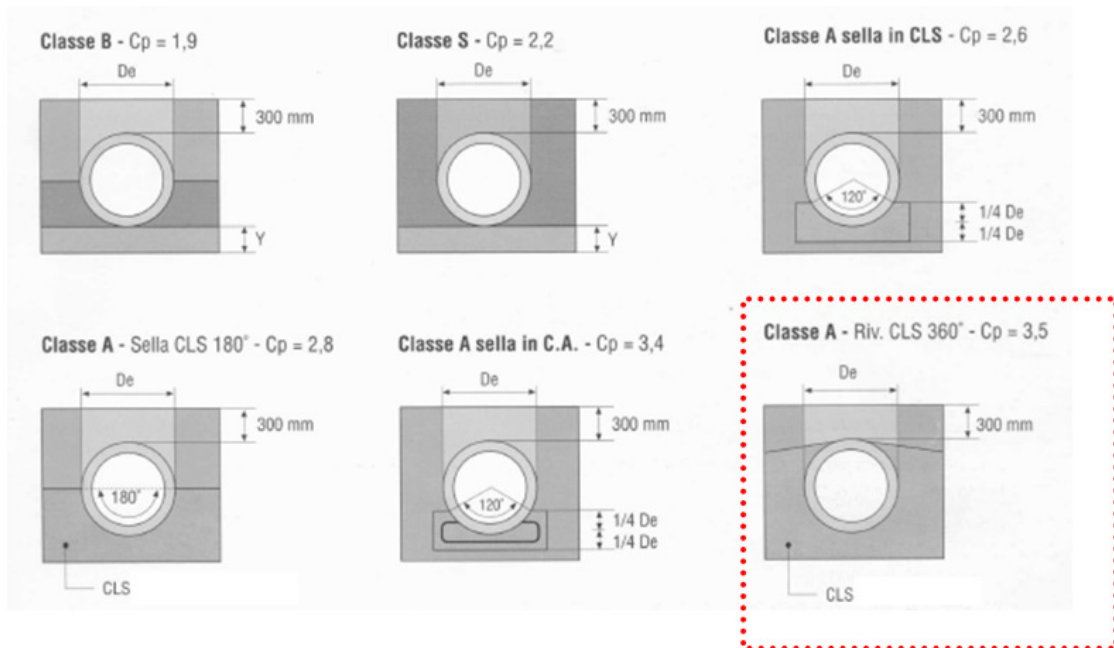
I tubi in conglomerato cementizio appartengono generalmente alla categoria dei tubi rigidi ed il criterio di verifica da utilizzare è quello che fa capo al massimo carico di rottura. Poiché i tubi rigidi favoriscono la concentrazione dei carichi sulle generatrici superiore e inferiore, la resistenza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

## 6.2 Modalità di posa in opera

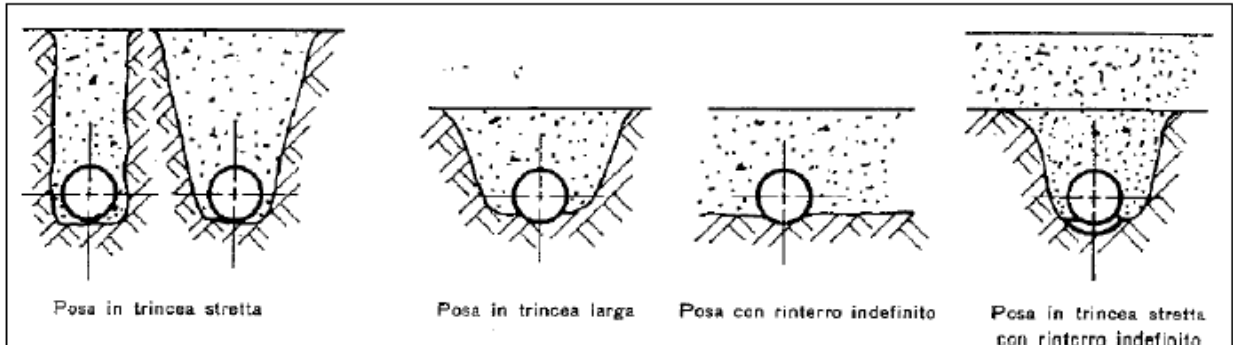
Il tubo viene posato in uno scavo a sezione obbligata su una soletta in calcestruzzo C28/35 armato avente spessore pari a 25 cm e rinfiato con calcestruzzo magro C12/15 fino al completo ricoprimento con almeno 30 cm di spessore in chiave.



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  $B \approx D + 0,5 \text{ m}$ .

## 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:

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

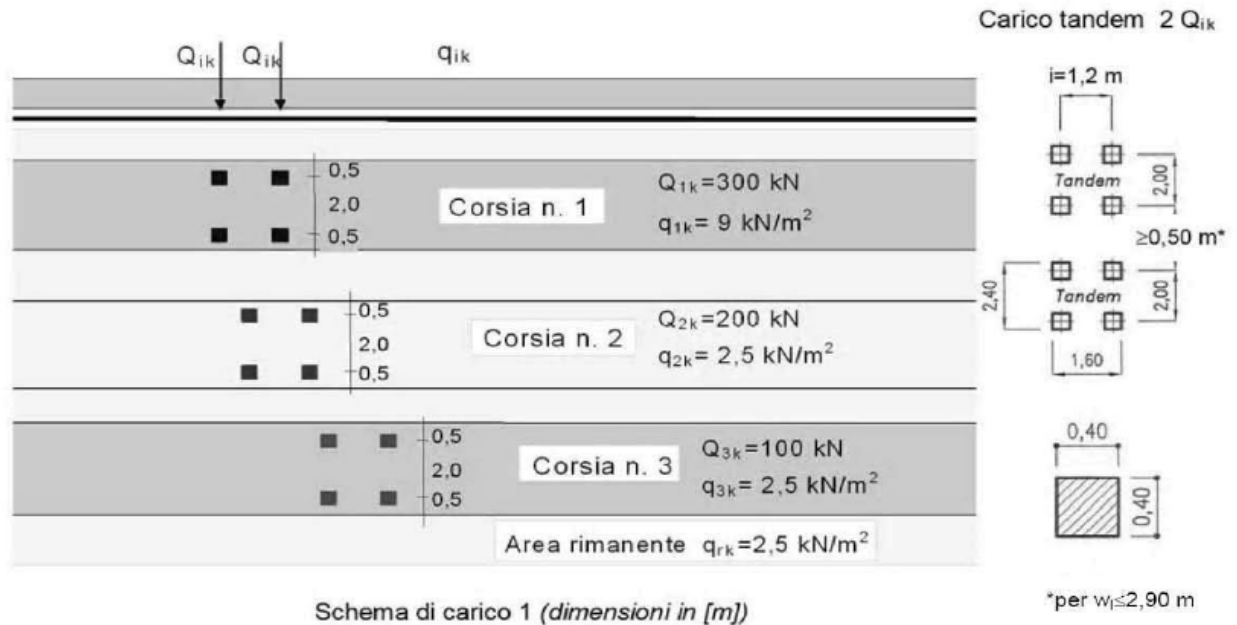
$D$  è il diametro esterno del tubo.

### 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.

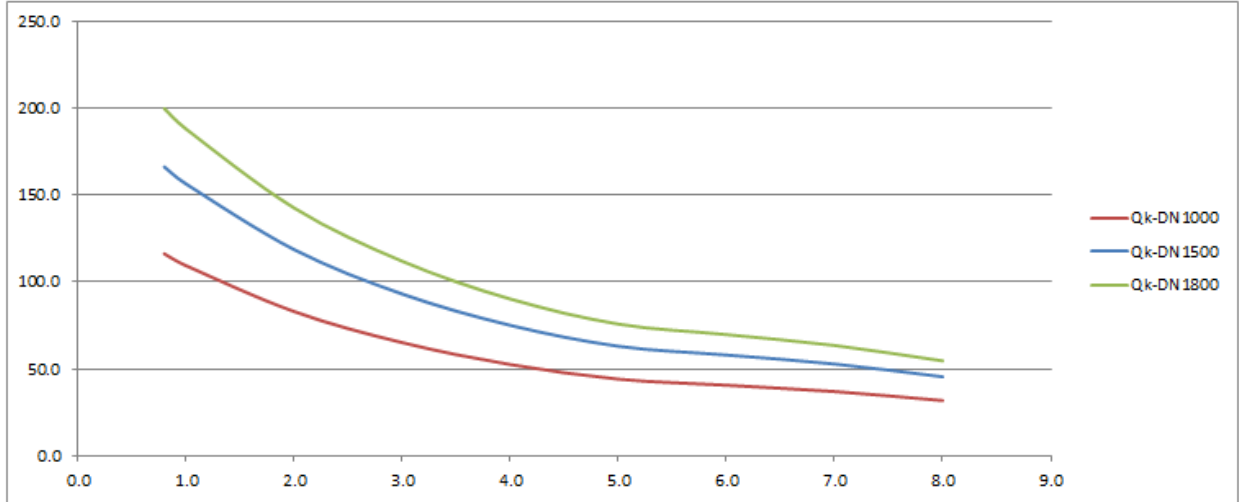
Per quanto riguarda il carico tandem, quale base collaborante, si considerano le dimensioni d'ingombro (2,40 x 1,60 mt) aumentate dello spessore di diffusione attraverso i vari strati attraversati.

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



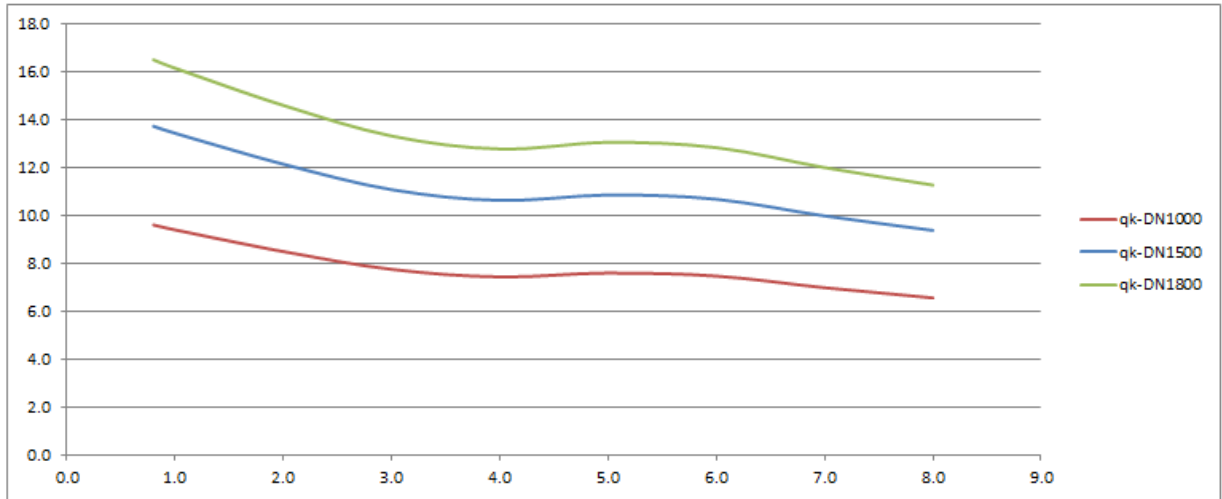
[m, kN/m]

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:

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

Dove:  
 $P_a$  è il carico in kN/m  
 $\text{DN}$  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  $\text{kN/m}^2$ .





*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

16 di 47

## 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

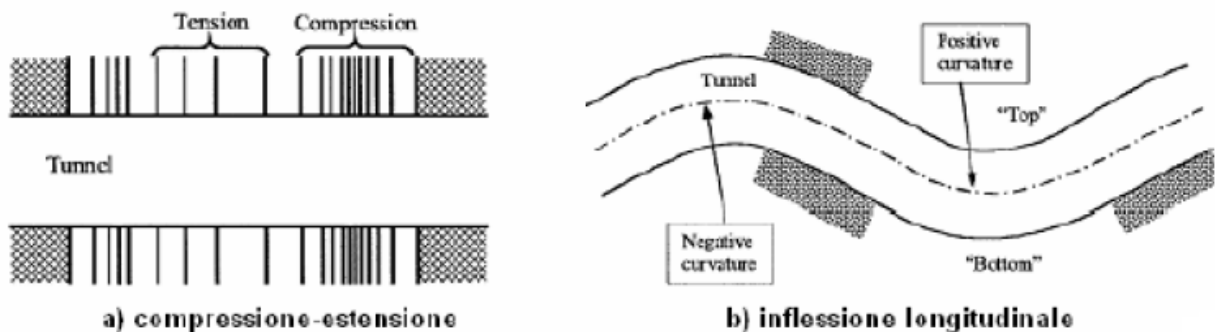
I tombini circolari non risentono in maniera apprezzabile degli effetti dell'azione sismica, soprattutto in considerazione del fatto che in condizioni sismiche non è prevista la concomitanza delle azioni derivanti dai carichi mobili del traffico veicolare.

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:  $\delta_{\text{rel}} = X * D/2 * L$

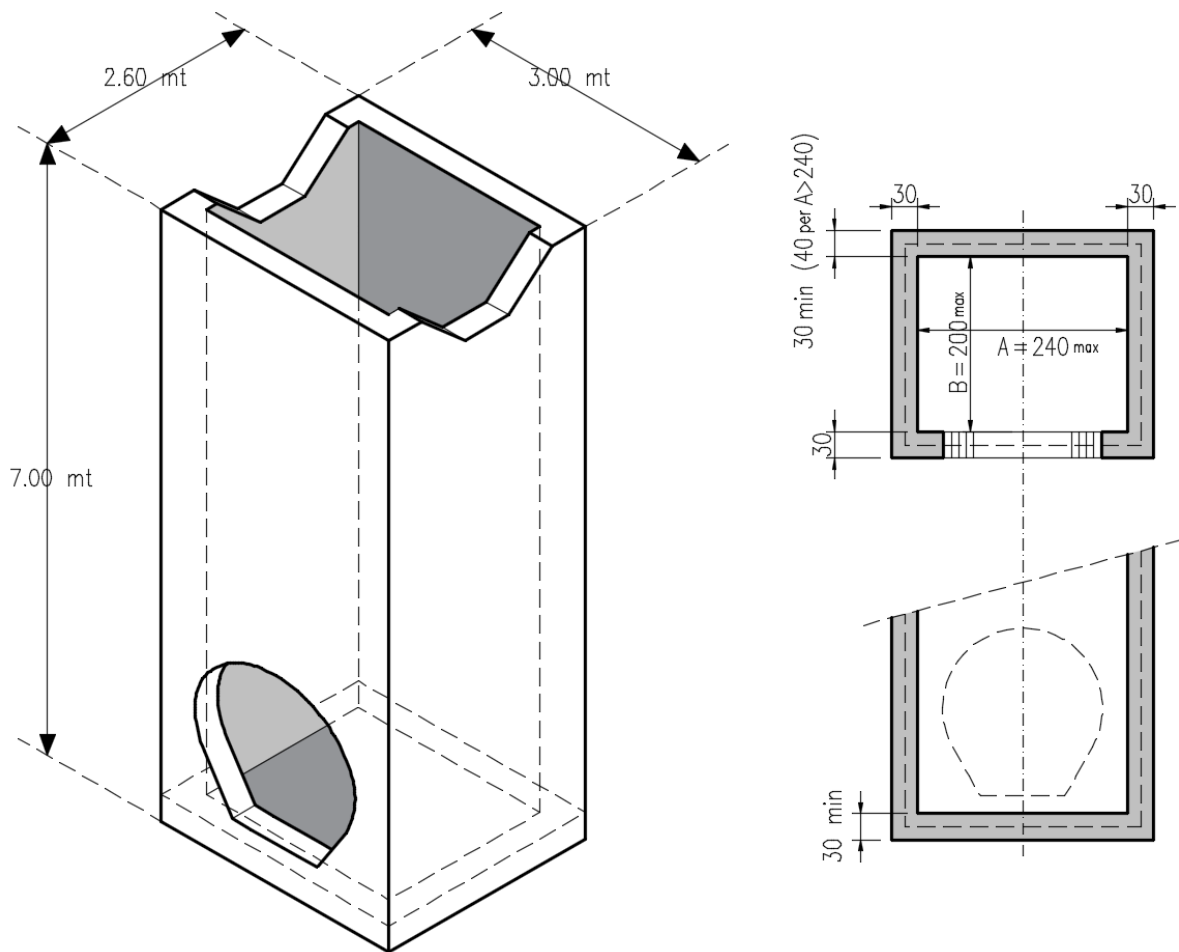
$$\phi 1500 \quad \Rightarrow \quad \delta_{rel} = 0.024 \text{ mm}$$

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:  $K_h = n_h z/d$

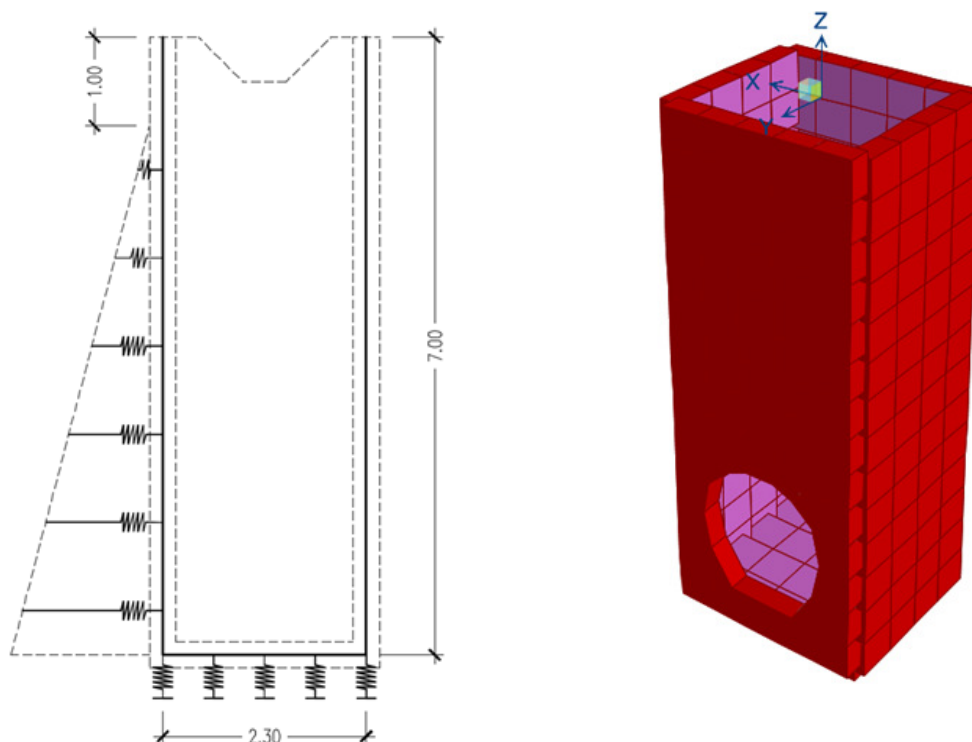
In cui  $z$  = profondità dal p.c.,

$d$  = 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

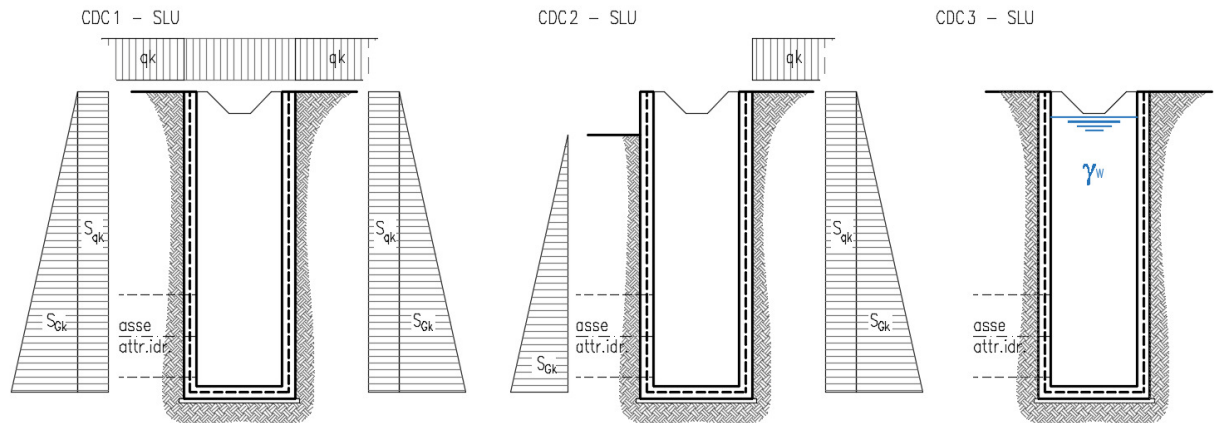
$q_0$  è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico,

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

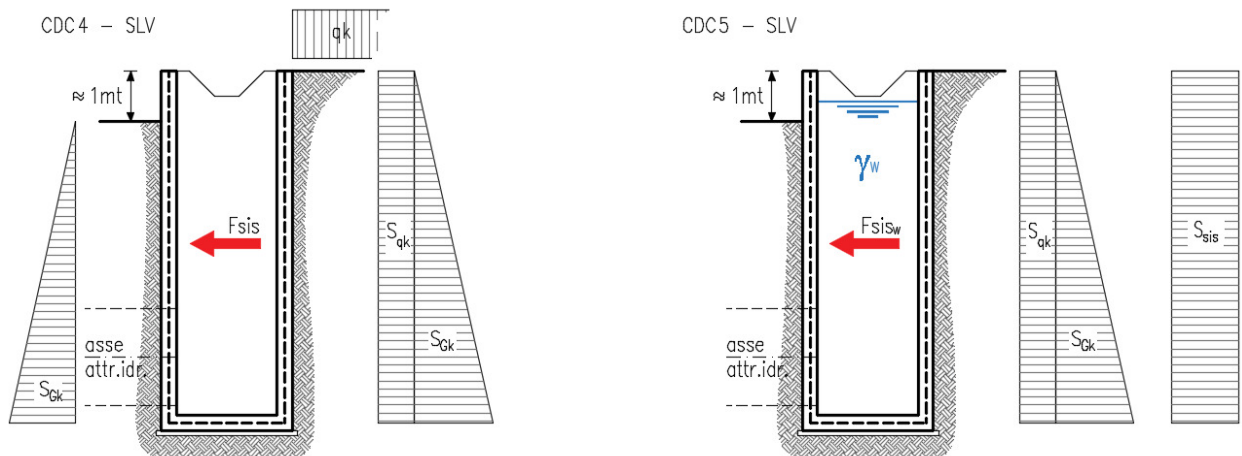
$H$  è l'altezza del rinfilanco.

## 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
	5	0,0	0,0	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  $\Phi$  14/20 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

$$M_{xRd} = 94.95 \text{ kN m}$$

$$\sigma_c = -15.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_s = 11.89 \text{ ‰}$$

$$d = 22.8 \text{ cm}$$

$$x = 5.185 \quad x/d = 0.2274$$

$$\delta = 0.7243$$

MRd min

$$M_{xRd} = -94.95 \text{ kN m}$$

$$\sigma_c = -15.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_s = 11.89 \text{ ‰}$$

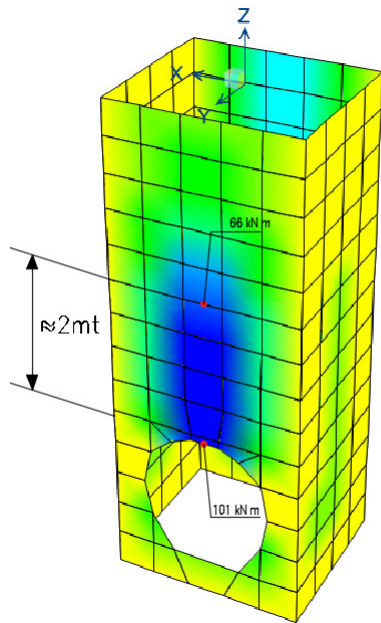
$$d = 22.8 \text{ cm}$$

$$x = 5.185 \quad x/d = 0.2274$$

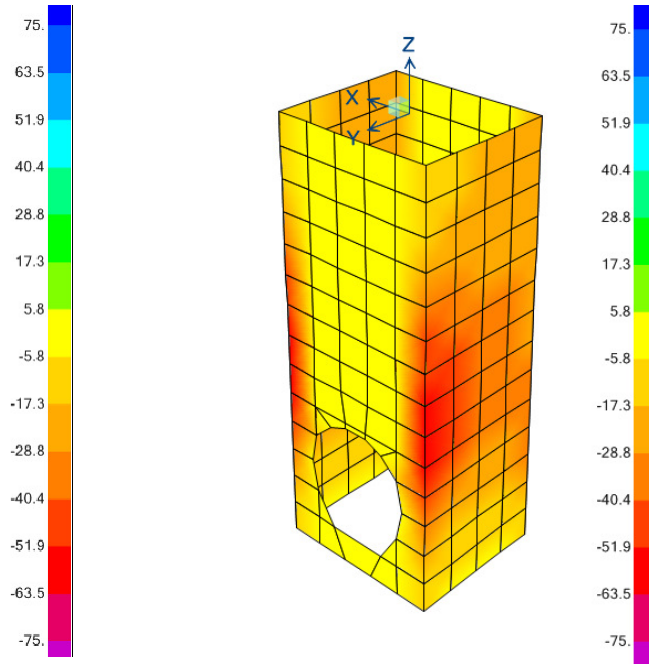
$$\delta = 0.7243$$

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

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

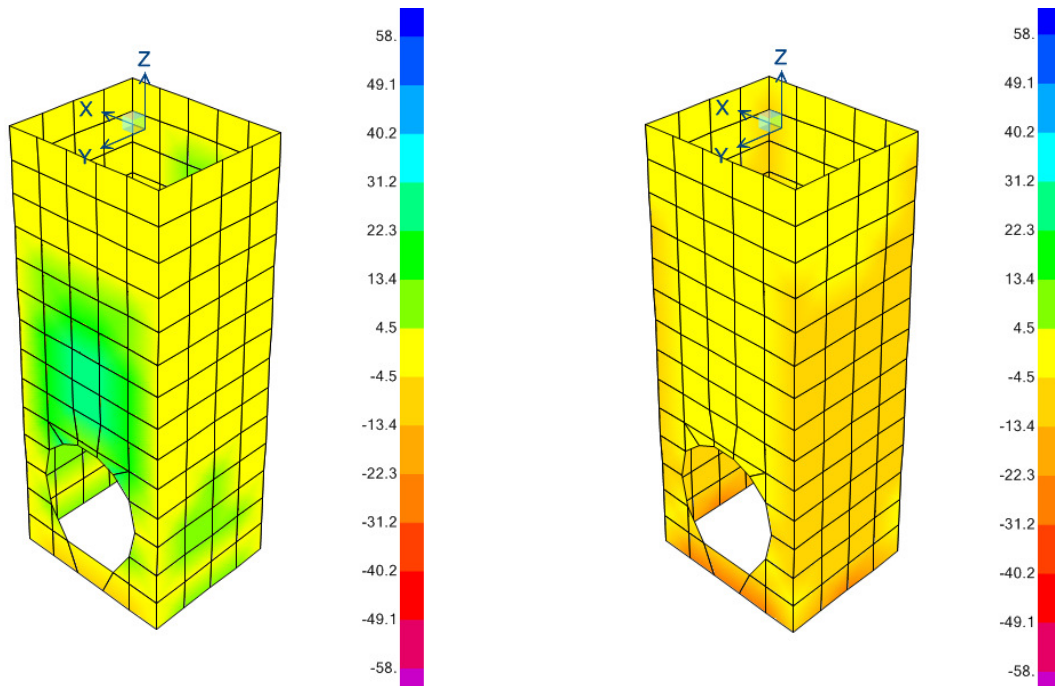
x 3.378 x/d 0.1362

$\delta$  0.7

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)**

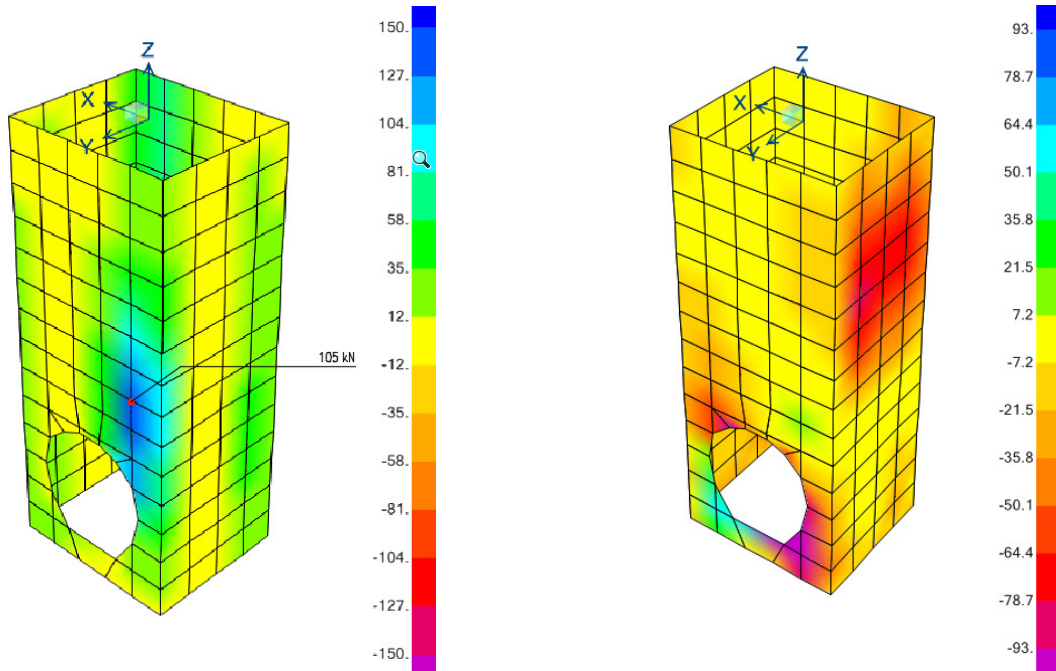
$k$	=	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
$v_{min}$	=	0.508	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$\rho_l$	=	0.0044	
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c =$	=	0.0000 (Mpa)	
$V_{Rd}$	=	<b>123.97 (KN)</b>	

$V_{Rd,c} = 123.97 \text{ kN} > V_{sd}$  si dispongono spille **9  $\Phi$  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

$\chi$  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 ‰

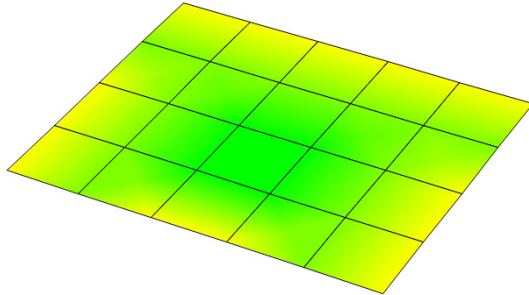
d 24.8 cm

$\chi$  3.378  $x/d$  0.1362

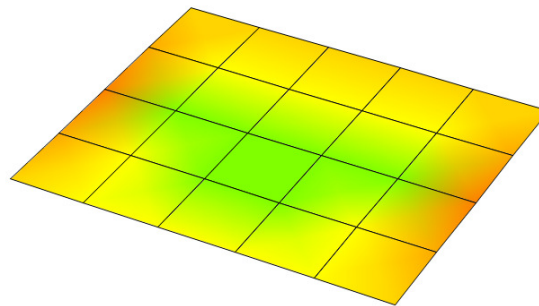
$\delta$  0.7

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

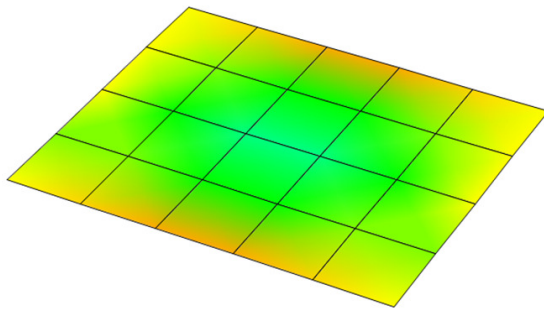
M11 max



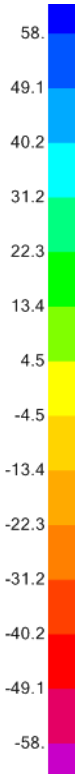
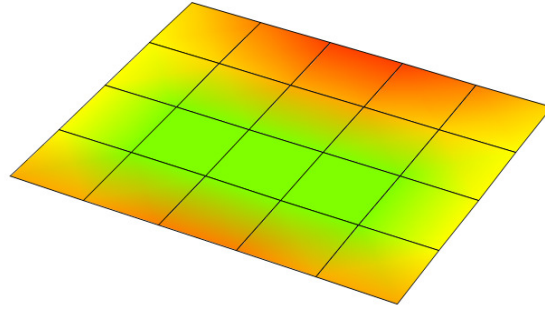
M11 min



M22 max



M22 min



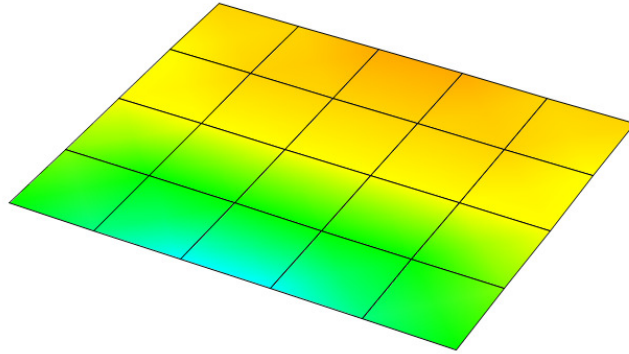
**TAGLIO RESISTENTE** (sezione non armata a taglio)

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>I</sub>	=	0.0023	
σ <sub>cp</sub> = N <sub>ed</sub> /A <sub>c</sub>	=	0.0000 (Mpa)	
<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	<b>106.08 (KN)</b>	

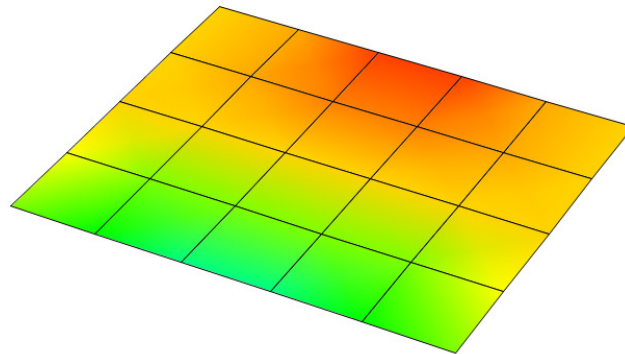


Diagramma sollecitazioni di taglio - INV SLU/SLV [kN/m]

V max



V min

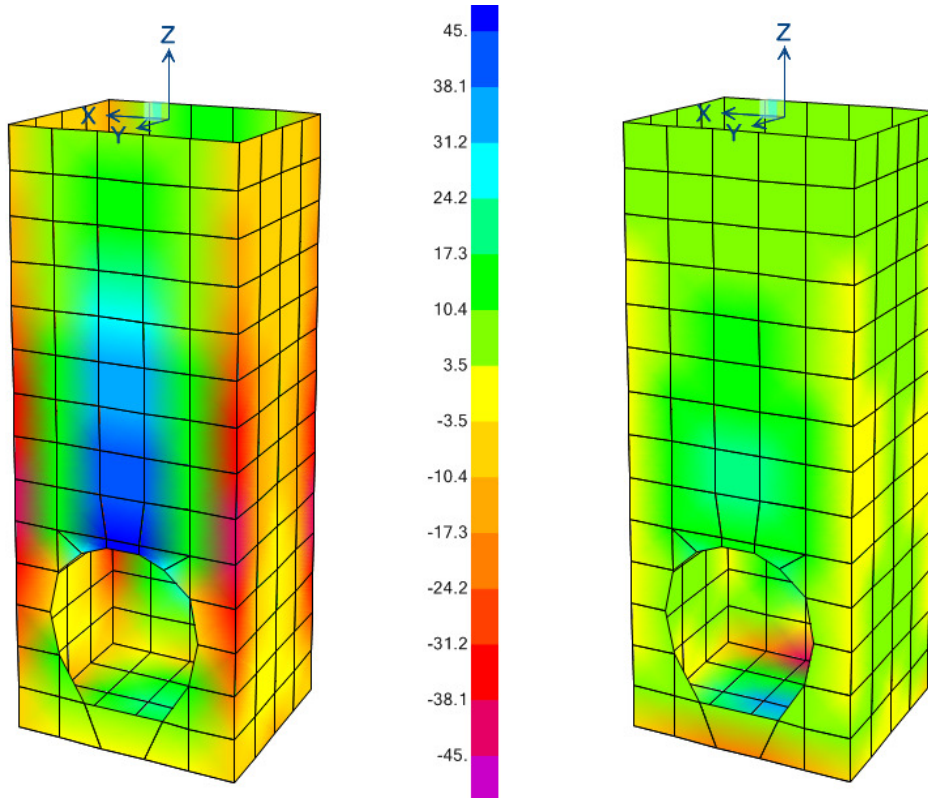


### 9.7.3 Verifiche SLE

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;

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

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

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

dove:

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

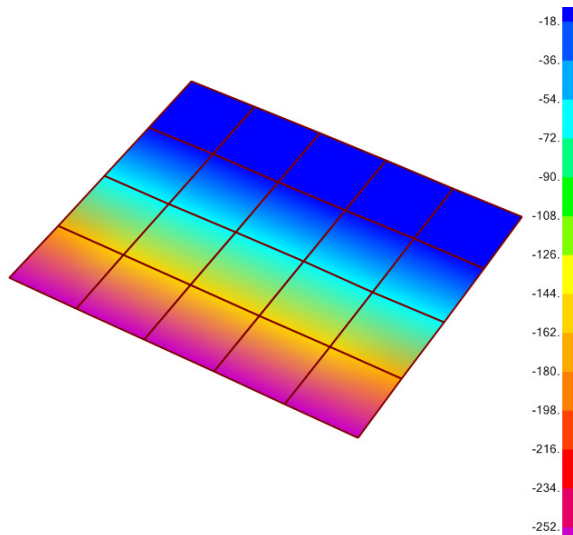
Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche geometriche e geotecniche della fondazione.

B = 2.60 m		$\phi = 30^\circ$
L = 3.00 m		c = 0 kPa
D = 6.00 m		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Per la fondazione in esame risulta una pressione limite:

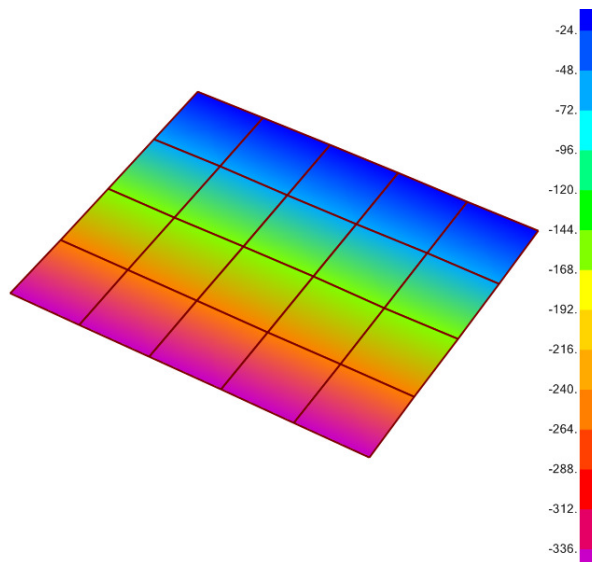
CARICO LIMITE  $q_{\text{lim}} = 1453 \text{ kPa}$

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

$$\sigma_{\max} = 335 \text{ kPa} \quad q_{\text{lim}} / \sigma_{\max} = 4.32 > \gamma_R = 2.3$$

