

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

### PROGETTO DEFINITIVO

NODO INTERMODALE DI BRINDISI  
INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE  
RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA  
NAZIONALE

### INTERFERENZE IDRAULICHE

Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I A 7 L 0 1 D 1 0 C L I N 0 0 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	L.Dinelli	Maggio 2020	A.Ciavarella	Maggio 2020	T.Paoletti	Maggio 2020	L.Berardi Maggio 2021
B	Emissione Esecutiva	L.Dinelli	Maggio 2021	A.Ciavarella	Maggio 2021	T.Paoletti	Maggio 2021	

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	8
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	9
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	9
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	11
4.1	CALCESTRUZZO .....	11
4.2	ACCIAIO DI ARMATURA – BARRE .....	11
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	13
6	VERIFICHE SEZIONI IN C.A.....	14
7	TOMBINO AL KM 3+909 .....	15
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	16
7.1.1	<i>PESO PROPRIO</i> .....	16
7.1.2	<i>SOVRACCARICO PERMANENTE</i> .....	16
7.1.3	<i>SPINTA DEL BALLAST</i> .....	16
7.1.4	<i>SPINTA DEL TERRENO</i> .....	16
7.1.5	<i>SPINTA ORIZZONTALE FALDA</i> .....	17
7.1.6	<i>CARICHI VARIABILI</i> .....	17
7.1.7	<i>SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO</i> .....	18
7.1.8	<i>FRENATURA E AVVIAMENTO</i> .....	19
7.1.9	<i>AZIONI CLIMATICHE</i> .....	19
7.1.10	<i>AZIONI SISMICHE</i> .....	20

7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	23
7.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI .....	26
7.3.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	26
7.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
7.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE .....	31
7.5	VERIFICHE .....	32
7.6	VERIFICHE GEO .....	35
8	TOMBINO AL KM 3+245 (SEZ. FERROVIARIA) .....	43
8.1	ANALISI DEI CARICHI .....	44
8.1.1	PESO PROPRIO .....	44
8.1.2	SOVRACCARICO PERMANENTE .....	44
8.1.3	SPINTA DEL BALLAST .....	44
8.1.4	SPINTA DEL TERRENO .....	44
8.1.5	SPINTA ORIZZONTALE FALDA .....	45
8.1.6	CARICHI VARIABILI .....	45
8.1.7	SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO .....	45
8.1.8	FRENATURA E AVVIAMENTO .....	46
8.1.9	AZIONI CLIMATICHE .....	46
8.1.10	AZIONI SISMICHE .....	48
8.2	MODELLO DI CALCOLO .....	48
8.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI .....	49
8.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE .....	49
8.5	VERIFICHE .....	50
8.6	VERIFICHE GEO .....	54

9	TOMBINO AL KM 3+245 (SEZ. STRADALE).....	61
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	62
9.1.1	PESO PROPRIO .....	62
9.1.2	SOVRACCARICO PERMANENTE.....	62
9.1.3	SPINTA DEL TERRENO .....	62
9.1.4	SPINTA ORIZZONTALE FALDA.....	62
9.1.5	CARICHI VARIABILI.....	62
9.1.6	SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO .....	63
9.1.7	AZIONI CLIMATICHE .....	63
9.1.8	AZIONI SISMICHE.....	65
9.2	MODELLO DI CALCOLO .....	65
9.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI.....	66
9.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE .....	66
9.5	VERIFICHE.....	67
10	MURI D'ALA AL KM 3+245.....	73
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	74
10.1.1	PESI PROPRI.....	74
10.1.2	CARICHI PERMANENTI.....	75
10.1.3	SPINTA DEL TERRENO .....	75
10.1.4	CARICHI VARIABILI.....	76
10.1.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	76
10.1.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	77
10.2	DATI DI INPUT.....	78
10.2.1	CONDIZIONI DRENATE.....	80

10.2.2	CONDIZIONI NON DRENATE .....	82
10.3	CALCOLO DELLE AZIONI.....	83
10.4	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	88
10.4.1	CONDIZIONI DRENATE.....	88
10.4.2	CONDIZIONI NON DRENATE .....	95
10.4.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	103
11	POZZETTI/VASCHE DI RACCOLTA .....	108
11.1	ANALISI DEI CARICHI .....	108
11.2	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	109
11.2.1	Verifica della parete .....	109
11.2.2	Verifica della soletta di fondo.....	113
12	INCIDENZE.....	114

## 1 PREMESSA

Nelle immediate vicinanze della stazione di Brindisi è presente una complessa realtà industriale principalmente legata al Porto e al polo petrolchimico. Il collegamento tra l'area portuale e la stazione di Brindisi, ad oggi, è fortemente penalizzato da una moltitudine di intersezioni a raso all'interno di un'area fortemente urbanizzata.

Obiettivo della presente progettazione consiste nell'incentivare il traffico merci su ferro integrando il sistema portuale con il sistema ferroviario riducendo in questo modo le interferenze tra le attività di terminalizzazione ed il traffico urbano. Tale intervento presenta elevati vantaggi in termini di sicurezza in quanto, oltre ad allontanare il traffico merci da un tessuto urbano costituito da numerosi passaggi a livello, concentra le operazioni di manovra dei treni merci all'interno della nuova "stazione elementare".




Scopo della presente progettazione è la realizzazione del completamento dell'infrastruttura di collegamento dell'area industriale retro-portuale di Brindisi con l'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale.

Il progetto si compone di due lotti:

Lotto 1: opere a carico del Comune di Brindisi (a cura del Comune e in corso di realizzazione):

- Binario di corretto tracciato (Binario III) e precedenza in sinistra (Binario IV) della suddetta nuova Stazione Elementare;
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la Dorsale del Consorzio ASI di Brindisi (Porto di Brindisi) e la nuova Stazione Elementare per l'arrivo/partenza di treni merci a modulo 750m (circa 1,78 Km)

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b>					
<b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b> <b>tombini FERROVIARI</b>	COMMESSA IA7L	LOTTO 00	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL IN0100 001	REV. B	FOGLIO 7 di 114

Lotto 2: opere a carico di RFI, oggetto della presente progettazione:

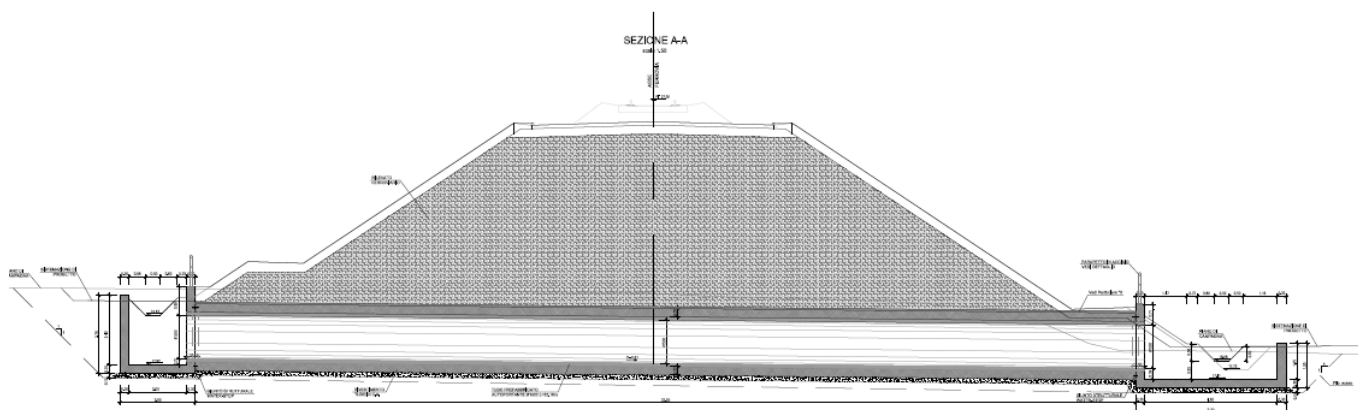
- Binari I e II della nuova stazione per l'arrivo/partenza treni di merci a modulo 750m
- Completamento posa Binari III e IV e adeguamento sede già realizzata per garantire lo stazionamento per l'intero sviluppo del Modulo di stazione da 750 m
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la suddetta nuova Stazione Elementare e la linea Bari – Lecce (OO.CC. + armamento)
- Posto di comunicazione e bivio di collegamento della nuova tratta con la Linea Adriatica (al km 764+230 circa della linea Bari – Lecce)
- Impianti di trazione elettrica e apparati tecnologici della nuova stazione merci, della tratta di collegamento tra questa e la Linea Adriatica e del bivio sulla Linea Adriatica per l'allaccio della nuova linea.

Pertanto, il progetto risponde ai seguenti obiettivi:

- Realizzazione di una stazione a modulo 750 m, coerentemente con gli standard europei di trasporto merci;
- Velocizzazione delle attività di manovra e terminalizzazione, per accesso diretto dei treni provenienti da nord in una stazione dedicata a traffico merci, con itinerari di arrivo a 60 km/h;
- Integrazione del sistema ferroviario con quello portuale;
- Riduzione delle interferenze tra le attività di terminalizzazione su ferro e il traffico urbano, con vantaggi soprattutto in termini di sicurezza;
- Incentivo al traffico merci su ferro;
- Separazione del traffico merci, in parte altamente pericolose, dal traffico viaggiatori in stazione di Brindisi centrale.

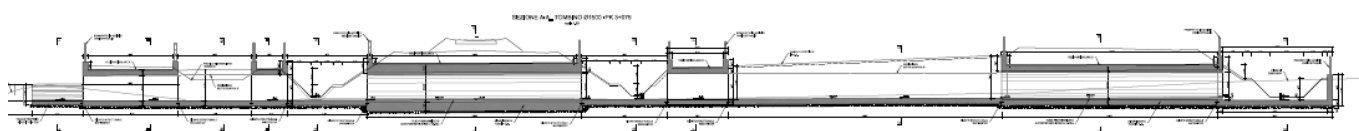
## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riporta il dimensionamento e le verifiche, ai sensi della Normativa vigente (NTC 2018), dei tombini idraulici da realizzare nell'ambito del nuovo collegamento tra l'area industriale retro-portuale di Brindisi e la linea ferroviaria nazionale Brindisi – Lecce.



**Figura 1 – Sezione longitudinale del tombino al km 3+990**

Il tombino ferroviario presente al km 3+990 è oggetto di analisi e verifiche al capitolo 7.




**Figura 2 – Sezione longitudinale del tombino al km 3+075**

Al km 3+075 è presente un attraversamento idraulico costituito da 2 $\Phi$ 1500, tale attraversamento interessa non solo l'asse ferroviario (oggetto del calcolo al capitolo 8) ma anche le viabilità laterali in corrispondenza delle quali ha sezione scatolare a doppia canna (oggetto del calcolo al capitolo 9), completano l'opera una coppia di muri d'ala (oggetto del calcolo al capitolo 10).

Al capitolo 11 sono riportate le verifiche dei pozzetti e delle vasche di raccolta valide per tutti gli elementi strutturali di spessore 30 cm e altezza massima 2.4 (valido sia per le opere al km 3+075 che 3+990).



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b> <b>tombini FERROVIARI</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL IN0100 001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 9 di 114</p>

### 3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **Normativa e standard di riferimento**

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI".
- [4] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- [5] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- [6] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- [7] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- [8] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- [9] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- [10] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

[11] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea

[12] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

### 3.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all’opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Tombini Idraulici																					
Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari	I	A	7	L	0	0	D	1	0	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	0	1
Relazione di calcolo strutturale tombini stradali	I	A	7	L	0	0	D	1	0	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	0	2
Tombino ferroviario IN01 km 3+075: pianta, sezione longitudinale e scavi	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	1	0	0	0	0	0	1
Tombino ferroviario IN01 km 3+075: sezioni trasversali di carpenteria e dettagli	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	1	0	0	0	0	0	2
Tombino ferroviario IN02 Φ1500 km 3+909: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	2	0	0	0	0	0	1
Tombino stradale IN03 Φ1000 su viabilità NV06: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	3	0	0	0	0	0	1
Tombino stradale IN05 Φ1000 su viabilità NV05: Carpenteria, pianta scavi e dettagli pozzetti	I	A	7	L	0	0	D	1	0	B	Z	I	N	0	5	0	0	0	0	0	1

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

### 4.1 Calcestruzzo

#### Elevazione muri

Classe di resistenza = C32/40

$\gamma_c$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 40.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica =  $0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8 = 41.2$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctfm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 \cdot f_{ctm} = 3.72$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctfk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. =  $0.70 \cdot f_{ctfm} = 2.60$  N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.8$  N/mm<sup>2</sup>

#### Tombini scatolari e fondazione muri

Classe di resistenza = C30/37

$\gamma_c$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 37.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica =  $0.83 \cdot R_{ck} = 30.71$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8 = 38.71$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctfm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 \cdot f_{ctm} = 3.53$  N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctfk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. =  $0.70 \cdot f_{ctfm} = 2.47$  N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43$  N/mm<sup>2</sup>

### 4.2 Acciaio di armatura – barre

Tipo = B 450 C

$\gamma_a$  = peso specifico = 78.50 kN/m<sup>3</sup>

$f_{y\ nom}$  = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{t\ nom}$  = tensione nominale di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yk\ min}$  = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{tk \min}$  = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$(f_t/f_y)_{k \min}$  = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \max}$  = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$  = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$  = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm<sup>2</sup>

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\varnothing < 12 \text{ mm}$  → 4  $\varnothing$ ;

$12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$  → 5  $\varnothing$ ;

$16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$  → 8  $\varnothing$ ;

$25 < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$  → 10  $\varnothing$ .

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

Unità	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	OCR	Cs	Cc	$G_0$	$E_{op}$	$k_v$
	kN/m <sup>3</sup>	(°)	(kPa)	(kPa)				(MPa)	(MPa)	
Ls(ms)	19	26÷30	0÷5	60÷120	3,0	0,035	0,190	35÷45	9÷11	1E-07
SL	19	32÷35	0	-	1,0	-	-	0 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1E-06
LS(ga)	19.5	28÷30	5÷10	50÷100	2,0÷3,0	0,036	0,228	110÷150	28÷38	1E-07
AL	20	24÷28	10÷20	$0,22\sigma'_v, OCR^{0,8}$ (OCR=2)	1,0÷2,0	0,045	0,183	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0,65}$ (falda considerata al p.c.)	$(2,5 \cdot G_0) / 10$	1E-09
Cal	21	32÷35	0	-	-	-	-	-	100	1E-06

I dati della falda libera che sono stati rilevati indicano un livello piezometrico che si attesta sempre oltre 3.0 m dal piano campagna, pertanto la stessa non interferisce con le opere in oggetto.

## 6 VERIFICHE SEZIONI IN C.A.

Si riportano nella presente relazione le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU condotte con il software RC-SEC della Geostru.

Per le verifiche a fessurazione, in riferimento a quanto indicato nella EN206, per il caso in esame si identifica una classe di esposizione XA1, che corrisponde a condizioni ambientali debolmente aggressive.

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

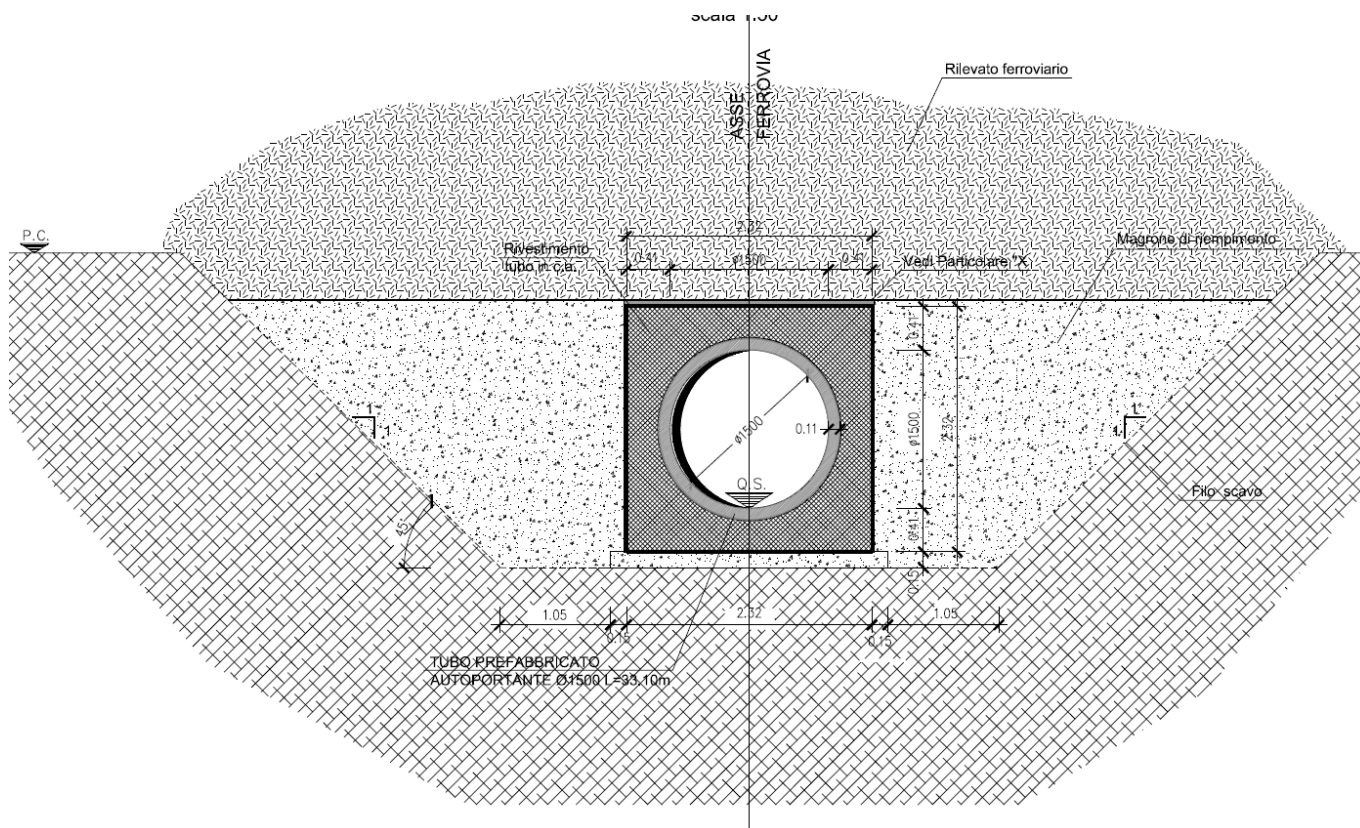
A vantaggio di sicurezza si effettuano le verifiche considerando anche le combinazioni rare, ponendo come limite il valore  $w_1 = 0.2$  mm.

La massima tensione (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di compressione del calcestruzzo per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ .

La massima tensione (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di trazione nell'acciaio per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a  $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337.5$  MPa.

## 7 TOMBINO AL KM 3+909

Il tombino è costituito da un manufatto scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 2.32 x 2.32 m contenente un tubo di diametro 1.50 m e spessore 0.11 m. Le sezioni nette dello scatolare che viene armata è pari a 1.72 x 1.72



**Figura 3 – Sezione trasversale tombino 3+909**

### dati di input

h (m)	1.72	altezza netta interna
l (m)	1.72	larghezza netta interna
b (m)	1	profondità striscia di telaio
s <sub>i</sub> (m)	0.3	spessore soletta inferiore
s <sub>p</sub> (m)	0.3	spessore piedritti
s <sub>s</sub> (m)	0.3	spessore soletta superiore

### dati rilevato ferroviario

$s_r$ (m)	6.5	spessore ricoprimento (escluso ballast)
$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume ricoprimento/rilevato
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	peso di volume ballast
$s$ (m)	0.8	spessore armamento (inclusa traversina)
$L_{trasv}$ (m)	2.4	larghezza traversina
$L_{long}$ (m)	0.3	lunghezza traversina

## 7.1 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.1.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento (escluso il ballast) di 6.50 m con  $\gamma_r = 20.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.1.3 SPINTA DEL BALLAST

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast compresa la traversina pari a  $s_b = 0.80$  m con peso dell'unità di volume  $\gamma_b = 18.00 \text{ kN/m}^3$ .

Ai lati dello scatolare si ha un carico orizzontale uniformemente distribuito sui piedritti di intensità  $\Delta p_b = 5.53 \text{ kN/m}$ .

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1, 4 (per la SPBSX) e 2, 3 (per la SPBDX), la parte di spinta del ballast esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Spinta semispessore soletta superiore

$$\Delta F_{b,3,4} = 0.83 \text{ kN}$$

Spinta semispessore soletta inferiore

$$\Delta F_{b,1,2} = 0.83 \text{ kN}$$

### 7.1.4 SPINTA DEL TERRENO

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ (°)	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo



Tali parametri si traducono ad un diagramma di pressioni trapezoidale ( $p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) da applicare sui piedritti dello scatolare con valori di:

$p_1$  (kN/m<sup>2</sup>)                      49.96    pressione all'estradosso soletta superiore

$p_2$  (kN/m<sup>2</sup>)                      51.12    pressione in asse soletta superiore

$p_3$  (kN/m<sup>2</sup>)                      66.64    pressione in asse soletta inferiore

$p_4$  (kN/m<sup>2</sup>)                      67.80    pressione all'intradosso soletta inferiore

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPTSX) e 2 e 3 (per la SPTDX), la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$F_{1,2}$  (kN/m)                      7.58    forza concentrata semispessore soletta superiore

$F_{3,4}$  (kN/m)                      10.08    forza concentrata semispessore soletta inferiore

### **7.1.5 SPINTA ORIZZONTALE FALDA**

La falda si trova ad una quota inferiore rispetto all'intradosso del tombino.

### **7.1.6 CARICHI VARIABILI**

Nel caso specifico, essendo lo spessore del ricoprimento maggiore di 2.50 m, il coefficiente di incremento dinamico è assunto unitario.

La diffusione trasversale dei carichi è stata effettuata, a partire dall'intradosso della traversina, nell'ipotesi di ripartizione nel ballast, nel terreno, nel massetto e nel solettone di copertura nei rapporti di seguito indicati:

	ai	bi
ballast	4	: 1
terreno	3	: 2
soletta	1	: 1
massetto	1	: 1

$s_s = 0.30$  m : spessore del solettone

$s_m = 0.00$  m : spessore del massetto pendenze

$s_r = 6.50$  m : spessore del ricoprimento

$L_{trav} = 2.40$  m : lunghezza traversina

Diffusione trasversale

$$L_d = L_{trav} + 2 \cdot (s_r \cdot b_r / a_r + s_b \cdot b_b / a_b) + 2 \cdot (s_s / 2) \cdot b_s / a_s + 2 \cdot s_m \cdot b_m / a_m = 11.77 \text{ m}$$

#### Treno di carico LM71

Il modello di carico LM71 è costituito dalla presenza del locomotore con gli assi da 250 kN disposti ad interasse longitudinale pari ad 1.60 m e da un carico distribuito di 80 kN/m. Il coefficiente di adattamento  $\alpha$  è pari a 1.1.

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.1$$

Il carico complessivo Q agente su una striscia di lunghezza unitaria, incrementato del coefficiente dinamico e diviso sulla larghezza di diffusione trasversale, vale pertanto,:

$q_{eq}$ (kN/m)	156.25	carico distribuito equivalente 4 assi
$\alpha$	1.10	coefficiente di adattamento
$\Phi$	1.00	coefficiente di incremento dinamico
$q$ (kN/m)	171.88	$q = q_{eq} \cdot \alpha \cdot \Phi$
$L_d$ (m)	11.77	larghezza di diffusione
$q/L_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.61	

Tale carico viene introdotto nel modello con la dicitura ACC:

#### TRENO DI CARICO SW/2

$$q_{vk} = 150.0 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.0 : \text{coefficiente di adattamento}$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

### **7.1.7 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO**

Il carico accidentale sul rilevato a ridosso del piedritto ha intensità pari al treno di carico ripartito su una  $L_d$  che tiene conto delle diffusioni prima indicate, limitatamente al ricoprimento e al ballast:

$L_d$ (m)	11.47	larghezza di diffusione
$q$ (kN/m)	171.88	$q = q_{eq} \cdot \alpha$
$q/L_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.99	
$\Delta p_{acc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.76	

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPACCSX) e 2 e 3 (per la SPACCDX), la parte di sovrappinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2, acc}$ (kN/m)	0.86	$\Delta F$ dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore
$\Delta F_{3,4, acc}$ (kN/m)	0.86	$\Delta F$ dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore

### 7.1.8 FRENATURA E AVVIAMENTO

Essendo l'altezza del ricoprimento molto maggiore rispetto all'altezza del tombino si trascura il carico trasmesso dall'azione di frenatura e avviamento.

### 7.1.9 AZIONI CLIMATICHE

#### AZIONI TERMICHE UNIFORMI

Dal momento che il ricoprimento è maggiore di 1.5 m non si considera alcuna variazione termica uniforme  $\Delta T_U$  sulla soletta superiore e sui piedritti.

#### AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Dal momento che il ricoprimento è maggiore di 1.5 m non si considera alcuna variazione termica differenziale  $\Delta T_F$  sulla soletta superiore.

#### RITIRO

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = - 11.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 2018.

	Rck	37		
	$f_{ck}$	30.71	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza a compressione media	$f_{cm}$	38.71	N/mm <sup>2</sup>	
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>	
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.00001		
classe del cemento	cls tipo	R		
età del cls all'inizio del ritiro	$t_s$	2	gg	
età del cls al momento del carico	$t_0$	2	gg	
età del cls	t	27375	gg	
	B	100	cm	
	H	30.00	cm	
sezione dell'elemento	$A_c$	300000	mm	
perimetro a contatto con l'atmosfera	u	1000	mm	
dimensione elemento di cls	$h_0=2A_c/u$	600	mm	
umidità relativa percentuale	RH	75	%	
Calcolo del modulo elastico				
coeff. del tipo di cemento	$\alpha$	1		
tempo $t_0$ corretto in funz del tipo di cem	$t_0$	6.189	gg	> 0.5
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.70		
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_1$	0.932		

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	20 di 114

coeff. della resistenza del cls	$\alpha_2$	0.980
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_3$	0.951
coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	$\beta_H$	1273
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.986
coeff. che tiene conto dell'umidità	$\varphi_{RH}$	1.271
coeff. nominale della viscosità	$\varphi_0$	2.228
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	2.20
Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	10324.8 N/mm <sup>2</sup>
Calcolo della deformazione di ritiro		
parametro fuazione di $h_0$	$k_h$	0.7
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t, t_s)$	0.979
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.00030005
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00043785
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	6
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0.11
	$\beta_{RH}$	0.89609375
	$\beta_{as}(t)$	1
	$\varepsilon_{ca,00}$	5.1775E-05
deformazione dovuta al ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$	5.1775E-05
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t, t_0)$	0.00035183
Variazione termica uniforme	$\Delta T_{ritiro}$	-11.00 °C

### 7.1.10 AZIONI SISMICHE

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC2018, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

**dati sisma**

$V_N$ (anni)	75.00	vita nominale
$C_U$	1.50	coefficiente d'uso (classe d'uso III)
$V_R$ (anni)	112.50	periodo di riferimento

**SLV**

$P_{VR}$	0.10	probabilità di superamento
$T_R$ (anni)	1068	tempo di ritorno per SLV
$a_g$ (g)	0.056	accelerazione su sito riferimento rigido
$F_0$ (-)	2.606	
$T_C^*$ (s)	0.519	
$S_S$	1.500	coefficiente amplificazione stratigrafica (cat. C)
$S_T$	1.00	coefficiente amplificazione topografica (cat. T1)
$a_{max}(g)$	0.084	$a_{max}(g) = S_S S_T a_g(g)$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

**SLV**

$\beta_m$	1.00	
$k_h$	0.084	coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	0.042	coefficiente sismico verticale

SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17 gennaio 2018), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali

condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di Wood valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta F_E = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{scat}/2$ , con  $h_{tot}$  altezza dal Piano del Ferro di progetto alla fondazione dello scatolare e  $h_{scat}$  l'altezza dello scatolare.

Essendo  $\Delta F_E$  la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$h_{tot}$  (m) 9.62 altezza da P.F. di progetto a fondazione

$h_{scat}$  (m) 2.32 altezza scatolare

$\Delta p_E$  (kN/m<sup>2</sup>) 16.16 incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4, la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2,E}$  (kN/m) 2.42  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV

$\Delta F_{3,4,E}$  (kN/m) 2.42  $\Delta F$  dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

#### FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti ed applicate nei rispettivi baricentri. Le masse sismiche sono valutate considerando le azioni dovute al carico ferroviario con coefficiente pari a 0.20.

$F_1$  (kN/m<sup>2</sup>) 12.13 inerzia orizzontale ballast + ricoprimento + massetto per SLV

$F_2$  (kN/m<sup>2</sup>) 0.63 inerzia orizzontale soletta superiore per SLV

$F_3$  (kN/m<sup>2</sup>) 0.63 inerzia orizzontale piedritti per SLV

#### FORZE SISMICHE VERTICALI

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. Le masse sismiche sono valutate considerando le azioni dovute al carico ferroviario con coefficiente pari a 0.20 (cfr. Tab. 5.2.V).

$F_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	6.06	inerzia verticale ballast + ricoprimento + massetto per SLV
$F_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.32	inerzia verticale soletta superiore per SLV
$F_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.12	inerzia verticale treno di carico LM71 per SLV

## 7.2 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le Figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

La mesh (si vedano le Figure seguenti) è composta da 13 beam elements e da 13 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

### rigidezza molle

$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
$b_t$ (m)	2.32	dimensione trasversale dell'opera
$b_l$ (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	7589	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)
$k_{centrale}$ (kN/m)	1533	rigidezza molle centrali
$k_{spigolo}$ (kN/m)	3810	rigidezza molle spigolo
$k_{laterale}$ (kN/m)	2300	rigidezza molle laterali

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno – struttura.

Considerando un numero fisso e pari ad 11 di molle elastiche, la caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

dove:

$k_s$  = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]

$b_t$  = dimensione trasversale dell'opera

$b_l$  = dimensione longitudinale dell'opera

E = modulo di Young del terreno di fondazione

Nella presente relazione si adotta un modulo di reazione verticale

$$k_s = 7589 \text{ kN/m}^3$$

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$k_{\text{centrale}} = k_s \cdot (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2)/10$$

$$K_7, \dots, K_{11} = 1533 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_1 = K_2 = 2 \cdot k_s \cdot [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2)/10/2 + (L_p/2)] = 3810 \text{ kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 5, 6, 12 e 13 come da letteratura si assumono:

$$K_5 = K_6 = K_{12} = K_{13} = 1.5 \cdot k_{\text{centrale}} = 2300 \text{ kN/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.30$  m per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.30$  m per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.30$  m per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

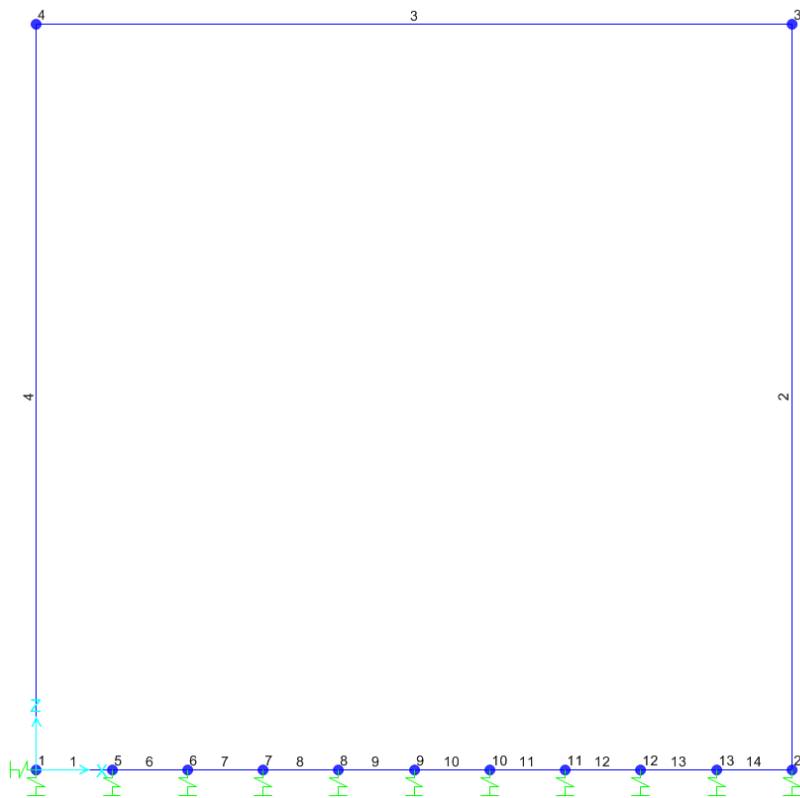
$$E_{\text{cm}} = 22000 \cdot [f_{\text{cm}}/10]^{0.3} = 33642.8 \text{ N/mm}^2 \text{ – modulo elastico del calcestruzzo } (R_{\text{ck}} = 40 \text{ N/mm}^2)$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figure di seguito.



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	25 di 114



**Figura 4 – Numerazione dei nodi e aste.**

### 7.3 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

#### 7.3.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

DEAD	PESO PROPRIO
PERM	CARICHI PERMANENTI (ricoprimento + massetto)
BALLAST	BALLAST
SPBSX/SPBDX	SPINTA DEL BALLAST SU PIEDRITTI
SPTSX/SPTDX	SPINTA DELLE TERRE SU PIEDRITTI
ACC	CARICHI VARIABILI VERTICALI SU OPERA (treni di carico)
SPACCSX/ SPACCDX	SPINTA CARICHI VARIABILI SU PIEDRITTI (treni di carico)
AVV	FRENATURA LM71
TERMF e TERMU	VARIAZIONI TERMICHE ( $\Delta T_U$ , $\Delta T_F$ )
RITIRO	RITIRO
SPSSX	SOVRASPINTA SISMICA
SISMAH	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
SISMAV	AZIONI SISMICHE VERTICALI
ACQUA	SPINTA IDROSTATICA DELL'ACQUA

#### 7.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUSIS in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari.

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare le condizioni geotecniche (M2) e quelle di carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$k_{M1}/k_{M2} = 1.22$                       coefficiente di scambio M1/M2

$k_A/k_0 = 0.65$                       per SLU sisma con A2 + M2 (se si utilizza  $k_A$ )

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra i coefficienti di spinta a riposo nella condizione M1 e M2;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti = 1);

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2018.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche possono essere condotte secondo l'approccio progettuale Approccio 1, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC2018 per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

STR)  $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ( $\varphi_d' = \varphi_k'$ )

GEO)  $\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  (spinte  $\varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_{\phi})$ )

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara)  $G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

Quasi permanente)  $G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

STR)  $E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$  ( $\varphi_d' = \varphi_k'$ )

GEO)  $E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$  (spinte  $\varphi_d' = \tan^{-1}(\tan \varphi_k' / \gamma_{\phi})$ )

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone, nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$ .

Di seguito la tabella delle combinazioni di carico definite.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR1	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR1			PERM	1.5
STR1			BALLAST	1.5

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	28 di 114

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR1			SPBSX	1.5
STR1			SPBDX	1
STR1			SPTSX	1.35
STR1			SPTDX	1
STR1			ACC	1.45
STR1			SPACCSX	1.45
STR1			SPACCDX	1.45
STR1			AVV	1.45
STR1			TERMF	0.9
STR1			TERMU	0.9
STR1			RITIRO	1.2
STR1			SPSSX	0
STR1			SISMAV	0
STR1			SISMAH	0
STR1			ACQUA	1.5
STR2	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR2			PERM	1.5
STR2			BALLAST	1.5
STR2			SPBSX	1
STR2			SPBDX	1
STR2			SPTSX	1
STR2			SPTDX	1
STR2			ACC	1.45
STR2			SPACCSX	1.45
STR2			SPACCDX	1.45
STR2			AVV	1.45
STR2			TERMF	0.9
STR2			TERMU	0.9
STR2			RITIRO	1.2
STR2			SPSSX	0
STR2			SISMAV	0
STR2			SISMAH	0
STR2			ACQUA	1.5
STR3	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR3			PERM	1.5
STR3			BALLAST	1.5

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	29 di 114

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
STR3			SPBSX	1.5
STR3			SPBDX	1
STR3			SPTSX	1.35
STR3			SPTDX	1
STR3			ACC	1.45
STR3			SPACCSX	1.45
STR3			SPACCDX	1.45
STR3			AVV	1.45
STR3			TERMF	0.9
STR3			TERMU	0.9
STR3			RITIRO	1.2
STR3			SPSSX	0
STR3			SISMAV	0
STR3			SISMAH	0
STR3			ACQUA	1.5
STR4	Linear Add	No	DEAD	1.35
STR4			PERM	1.5
STR4			BALLAST	1.5
STR4			SPBSX	1.5
STR4			SPBDX	1.5
STR4			SPTSX	1.35
STR4			SPTDX	1
STR4			ACC	1.45
STR4			SPACCSX	1.45
STR4			SPACCDX	1.45
STR4			AVV	1.45
STR4			TERMF	0.9
STR4			TERMU	0.9
STR4			RITIRO	1.2
STR4			SPSSX	0
STR4			SISMAV	0
STR4			SISMAH	0
STR4			ACQUA	1.5
SIS	Linear Add	No	DEAD	1
SIS			PERM	1
SIS			BALLAST	1

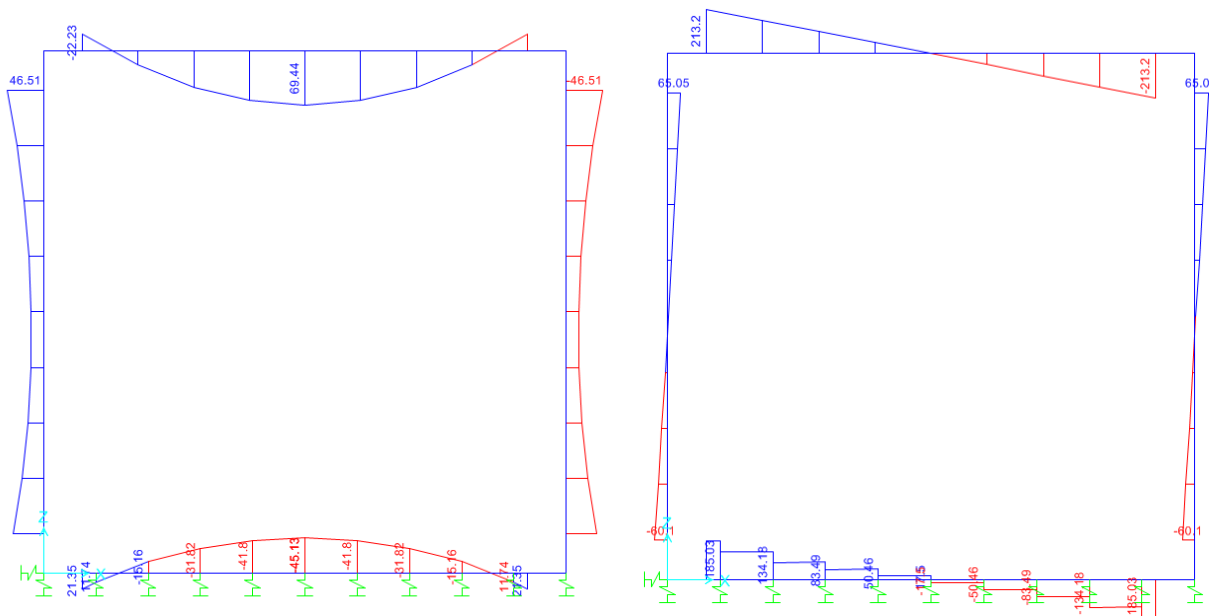
**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	30 di 114

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
SIS			SPBSX	1
SIS			SPBDX	1
SIS			SPTSX	1
SIS			SPTDX	1
SIS			ACC	0.2
SIS			SPACCSX	0.2
SIS			SPACCDX	0.2
SIS			AVV	0.2
SIS			TERMF	0
SIS			TERMU	0
SIS			RITIRO	0
SIS			SPSSX	1
SIS			SISMAV	1
SIS			SISMAH	1
SIS			ACQUA	1
RAR	Linear Add	No	DEAD	1
RAR			PERM	1
RAR			BALLAST	1
RAR			SPBSX	1
RAR			SPBDX	1
RAR			SPTSX	1
RAR			SPTDX	1
RAR			ACC	1
RAR			SPACCSX	1
RAR			SPACCDX	1
RAR			AVV	1
RAR			TERMF	0.6
RAR			TERMU	0.6
RAR			RITIRO	1
RAR			SPSSX	0
RAR			SISMAV	0
RAR			SISMAH	0
RAR			ACQUA	1

### 7.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ottenute per le combinazioni di carico più gravose.



**Figura 5 – Diagramma del momento flettente M33 (kNm) e taglio V2 (kN) in combo STR2**

## 7.5 VERIFICHE

Le sollecitazioni massime sono ottenute in corrispondenza della soletta superiore, essendo le sezioni di carpenteria e le armature identiche per solette e piedritti si riporta solo la verifica della situazione peggiore.

MSLU = 69.44 kN                      NSLU = 84.54 kN

TSLU = 213.2 kN

MRAR = 43.51 kN                      NSLU = 79.4 kN

La sezione resistente ha spessore 30 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: tombino3909

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\tombini\tombino3909.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C30/37  
Resis. compr. di calcolo fcd : 174.02 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 87.01 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 330194 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 29.42 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 182.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.20 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta 1 * \beta 2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta 1 * \beta 2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	33 di 114

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	30.00
3	50.00	30.00
4	50.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

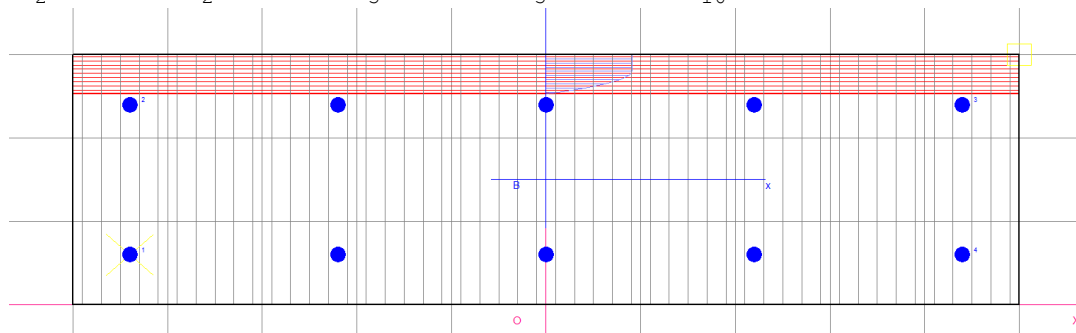
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	24.00	16
3	44.00	24.00	16
4	44.00	6.00	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8454	6944	0	21320	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	34 di 114

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	7940	4351	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	8454	6944	0	8452	10827	0	1.559

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, 0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, 0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, 0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, 0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, 0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, 0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00611	50.0	30.0	-0.00098	44.0	24.0	-0.01443	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X, Y, 0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X, Y, 0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X, Y, 0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000747127	-0.018913803		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 10 mm  
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2]

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	35 di 114

N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 10.5 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.9]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	21320	68579	22127	24.0	100.0	21.80°	1.016	10.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	54.4	-50.0	30.0	-1608	-44.0	6.0	1070	225	0.125	0.123

## 7.6 VERIFICHE GEO

Le verifiche sono state eseguite considerando i risultati dell'analisi strutturale condotta con il programma di calcolo SAP2000. In particolare, si sono considerate le reazioni delle molle in fondazione per ogni Load Case, combinandole con riferimento alla combinazione più gravosa tra A2 + M2 e SISMA SLV.

Il terreno di fondazione (Ls) è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0$$



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	37 di 114

0	0	1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				<b>69.48</b>	<b>79.42</b>	<b>42.46</b>	<b>42.95</b>	<b>28.96</b>	<b>29.31</b>	<b>29.69</b>	<b>30.10</b>	<b>30.54</b>	<b>46.52</b>	<b>47.24</b>	476.66

**Tabella 1 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione A2 + M2.**

SISMA SLV															
$\alpha$	$\gamma$ (Asis)	$\gamma$ (M2)	SLV/SLD	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	
				kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1	1	1	9.46	9.46	5.70	5.68	3.78	3.78	3.77	3.78	3.78	5.68	5.70	
1	1	1	1	41.16	41.16	24.73	24.62	16.35	16.31	16.29	16.31	16.35	24.62	24.73	
1	1	1	1	4.56	4.56	2.74	2.73	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	2.73	2.74	
1	1	1.22	1	-4.68	4.66	-2.25	-1.68	-0.74	-0.37	0.00	0.37	0.75	1.68	2.25	
1	1	1.22	1	4.66	-4.68	2.25	1.68	0.75	0.37	0.00	-0.37	-0.74	-1.68	-2.25	
1	1	1.22	1	-46.98	46.81	-22.57	-16.84	-7.45	-3.70	0.04	3.77	7.50	16.88	22.55	
1	1	1.22	1	46.82	-46.98	22.55	16.88	7.50	3.76	0.03	-3.70	-7.45	-16.84	-22.57	
1	0.2	1	1	0.93	0.93	0.56	0.55	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.55	0.56	
1	0.2	1	1	-0.80	0.79	-0.38	-0.29	-0.13	-0.06	0.00	0.06	0.13	0.29	0.38	
0	0.2	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0.2	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0.2	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
-1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.3	1	1	1	0.62	0.62	0.37	0.37	0.25	0.24	0.24	0.24	0.25	0.37	0.37	
1	1	1	1	-16.09	16.09	-7.75	-5.79	-2.57	-1.28	0.00	1.28	2.57	5.79	7.75	
				<b>39.66</b>	<b>73.43</b>	<b>25.94</b>	<b>27.91</b>	<b>19.91</b>	<b>21.23</b>	<b>22.56</b>	<b>23.92</b>	<b>25.30</b>	<b>40.06</b>	<b>42.19</b>	362.11

**Tabella 2 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione SISMA SLV.**

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

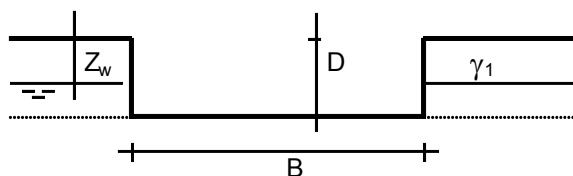
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

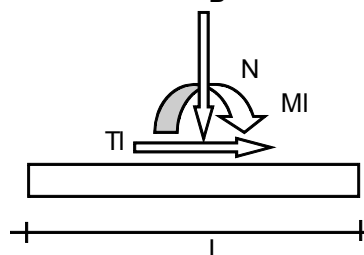
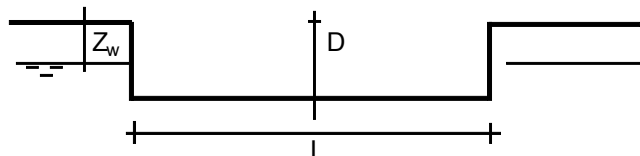
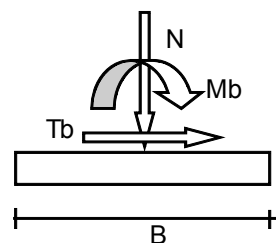
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanententi	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



$\gamma, c', \varphi'$



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	39 di 114



$$\beta_f = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$B = 2.32 \quad (\text{m})$$

$$L = 100.00 \quad (\text{m})$$

$$D = 6.50 \quad (\text{m})$$



$$\beta_p = 0.00 \quad (^\circ)$$

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	476.66		476.66
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 21.32 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.32 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 88.50 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	40 di 114

$$N_q = 7.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.14$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.48$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L *$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * B * / L *$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B * / L *) / (1 + B * / L *) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L * / B *) / (1 + L * / B *) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

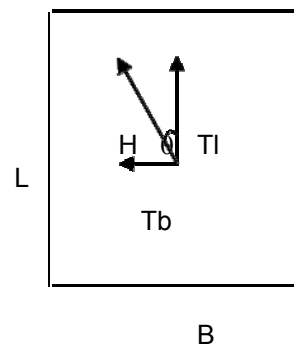
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$







**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	42 di 114

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 964.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

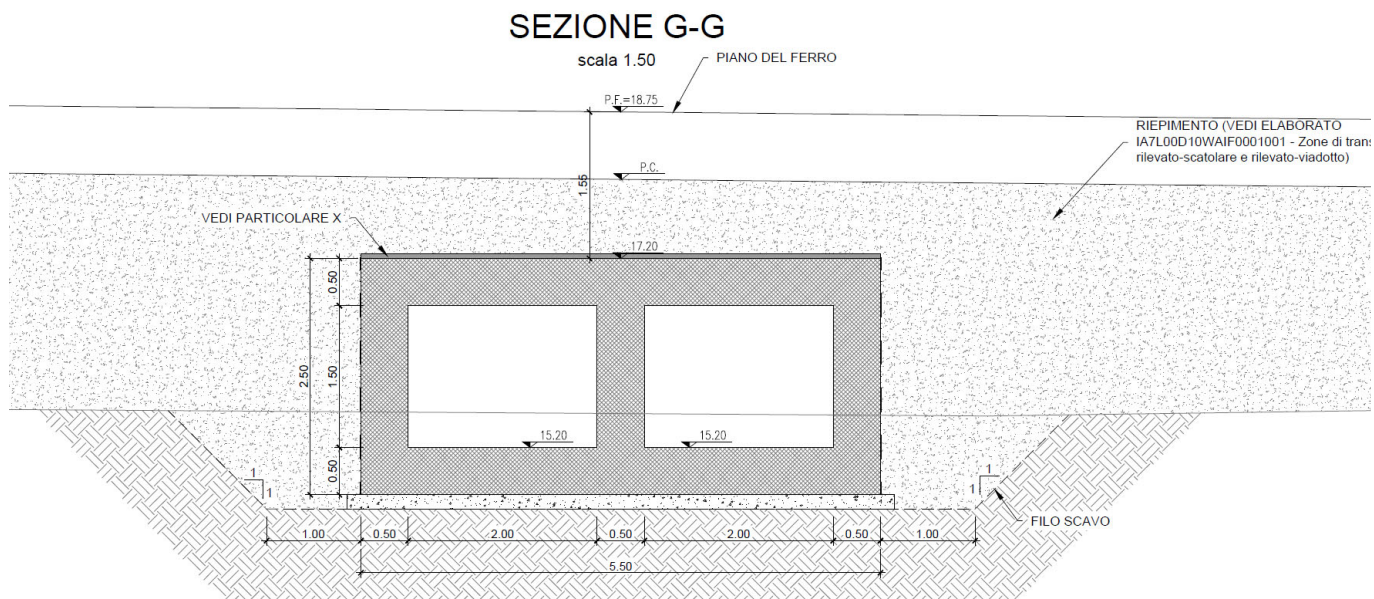
$$q = 205.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 535.9 \quad \geq \quad q = 205.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 8 TOMBINO AL KM 3+245 (SEZ. FERROVIARIA)

Il tombino è costituito da un manufatto scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 5.50x2.50 m. Le sezione netta di ciascuna canna dello scatolare che viene armata è pari a 2.0x1.50 m



**Figura 6 – Sezione trasversale in corrispondenza dell'asse ferroviario**

### dati di input

$h$ (m)	1.50	altezza netta interna
$l$ (m)	4.5	larghezza netta interna
$b$ (m)	1	profondità striscia di telaio
$s_i$ (m)	0.5	spessore soletta inferiore
$s_p$ (m)	0.5	spessore piedritti
$s_s$ (m)	0.5	spessore soletta superiore

### dati rilevato ferroviario

$s_r$ (m)	0.8	spessore ricoprimento (escluso ballast)
$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume ricoprimento/rilevato
$s_m$ (m)	0	spessore massetto pendenze

$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	peso di volume massetto pendenze
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	peso di volume ballast
s (m)	0.8	spessore armamento (inclusa traversina)
L <sub>trasv</sub> (m)	2.4	larghezza traversina
L <sub>long</sub> (m)	0.3	lunghezza traversina

## 8.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata condotta in analogia a quanto riportato al paragrafo 7.1, si riportano di seguito i risultati ottenuti ed i carichi applicati.

### 8.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.1.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

$p_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	16.00
----------------------------	-------

### 8.1.3 SPINTA DEL BALLAST

$p_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.40
----------------------------	-------

$\Delta p_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.53	$\Delta p$ dovuto al ballast
$\Delta F_{1-2,b}$ (kN/m)	1.38	$\Delta F$ dovuto al ballast semispessore soletta superiore
$\Delta F_{3-4,b}$ (kN/m)	1.38	$\Delta F$ dovuto al ballast semispessore soletta inferiore

### 8.1.4 SPINTA DEL TERRENO

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ (°)	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo
$p_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	6.15	pressione all'estradosso soletta superiore
$p_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	8.07	pressione in asse soletta superiore
$p_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	25.14	pressione in asse soletta inferiore
$p_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	27.06	pressione all'intradosso soletta inferiore
$F_{1,2}$ (kN/m)	1.78	forza concentrata semispessore soletta superiore

$F_{3,4}$  (kN/m) 6.52 forza concentrata semispessore soletta inferiore

### 8.1.5 SPINTA ORIZZONTALE FALDA

La falda si trova ad una quota inferiore rispetto all'intradosso del tombino.

### 8.1.6 CARICHI VARIABILI

$L_1$  (m) 2.22 altezza piedritto sinistro  
 $L_2$  (m) 4.24 larghezza soletta inferiore  
 $L_3$  (m) 2.22 altezza piedritto destro  
 $n$  3  
 $L_m$  (m) 2.893  $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + L_3)$   
 $k$  1.3  
 $L_\phi$  (m) 3.761  
 $\Phi_3$  1.77 coefficiente di incremento dinamico  
 $\Phi$  1.30 coefficiente di incremento dinamico  
 $L_d$  (m) 4.37 larghezza di diffusione

LM71

$Q_{vk}$  (kN) 250 carico concentrato 1 asse  
 $n$  4 numero assi  
 $q_{vk}$  (kN/m) 80 carico distribuito  
 $l$  (m) 6.40 lunghezza carichi concentrati 4 assi  
 $q_{eq}$  (kN/m) 156.25 carico distribuito equivalente 4 assi  
 $\alpha$  1.10 coefficiente adattamento  
 $\Phi$  1.30 coefficiente incremento dinamico  
 $q$  (kN/m) 223.44  $q = q_{eq} \cdot \alpha \cdot \Phi$   
 $L_d$  (m) 4.37 larghezza di diffusione  
 $q/L_d$  (kN/m<sup>2</sup>) 51.17

### 8.1.7 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO

$L_d$  (m) 3.87 larghezza di diffusione  
 $q$  (kN/m) 171.88  $q = q_{eq} \cdot \alpha$   
 $q/L_d$  (kN/m<sup>2</sup>) 44.45  
 $\Delta p_{acc}$  (kN/m<sup>2</sup>) 17.08

$\Delta F_{1,2,acc}$  (kN/m) 4.27  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore

$\Delta F_{3,4,acc}$  (kN/m) 4.27  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore

### 8.1.8 FRENATURA E AVVIAMENTO

$Q_{avv}$  (kN/m) 33 carico dovuto all'avviamento treno di carico LM71

$q_{avv}$  (kN/m/m) 8.31 carico distribuito dovuto all'avviamento treno di carico LM71

$M_{avv}$  (kNm/m) 15.38 momento flettente distribuito dovuto all'avviamento treno di carico LM71

### 8.1.9 AZIONI CLIMATICHE

#### AZIONI TERMICHE UNIFORMI

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.00^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### RITIRO

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = - 11.04^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 2018.

	Rck	37	
	$f_{ck}$	30.71	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione media	$f_{cm}$	38.71	N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.00001	
classe del cemento	cls tipo	R	
età del cls all'inizio del ritiro	$t_s$	2	gg
età del cls al momento del carico	$t_0$	2	gg
età del cls	t	27375	gg
	B	100	cm
	H	50.00	cm
sezione dell'elemento	$A_c$	500000	mm
perimetro a contatto con l'atmosfera	u	1000	mm
dimensione elemento di cls	$h_0 = 2A_c/u$	1000	mm
umidità relativa percentuale	RH	75	%

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	47 di 114

Calcolo del modulo elastico

coeff. del tipo di cemento	$\alpha$	1		
tempo $t_0$ corretto in funz del tipo di cem	$t_0$	6.189 gg	> 0.5	
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.70		
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649		

coeff. della resistenza del cls	$\alpha_1$	0.932		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_2$	0.980		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_3$	0.951		

coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	$\beta_H$	1426		
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.985		

coeff. che tiene conto dell'umidità	$\varphi_{RH}$	1.228		
coeff. nominale della viscosità	$\varphi_0$	2.154		
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	2.12		

Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	10578.5 N/mm <sup>2</sup>		
----------------------------	------------------	---------------------------	--	--

Calcolo della deformazione di ritiro

parametro fuazione di $h_0$	$k_h$	0.7		
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t, t_s)$	0.956		
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.00029296		
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00043785		
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	6		
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0.11		
	$\beta_{RH}$	0.89609375		
	$\beta_{as}(t)$	1		
	$\varepsilon_{ca,oo}$	5.1775E-05		
deformazione dovuta al ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$	5.1775E-05		
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t, t_0)$	0.00034473		
Variazione termica uniforme	$\Delta T_{ritiro}$	-11.04 °C		

### 8.1.10 AZIONI SISMICHE

#### SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA

htot (m)	4.32	altezza da P.F. di progetto a fondazione
hscat (m)	2.72	altezza scatolare
$\Delta p_E$ (kN/m <sup>2</sup> )	7.26	incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV
$\Delta F_{1,2,E}$ (kN/m)	1.81	$\Delta F$ dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV
$\Delta F_{3,4,E}$ (kN/m)	1.81	$\Delta F$ dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

#### FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

$F_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.55	inerzia orizzontale ballast + ricoprimento + massetto per SLV
$F_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.05	inerzia orizzontale soletta superiore per SLV
$F_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.05	inerzia orizzontale piedritti per SLV

#### FORZE SISMICHE VERTICALI

$F_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.28	inerzia verticale ballast + ricoprimento + massetto per SLV
$F_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.53	inerzia verticale soletta superiore per SLV
$F_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.53	inerzia verticale piedritti per SLV
$F_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.43	inerzia verticale treno di carico LM71 per SLV
$F_5$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.53	inerzia verticale soletta inferiore per SLV

## 8.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello è stato generato in analogia a quanto riportato al paragrafo 7.2.

#### **rigidezza molle**

$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
$b_t$ (m)	4.74	dimensione trasversale dell'opera
$b_l$ (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera



$k_s$  (kN/m<sup>3</sup>)      4713   costante di sottofondo (formulazione di Vogt)

$k_{centrale}$  (kN/m)      1998   rigidità molle centrali

$k_{spigolo}$  (kN/m)      4355   rigidità molle spigolo

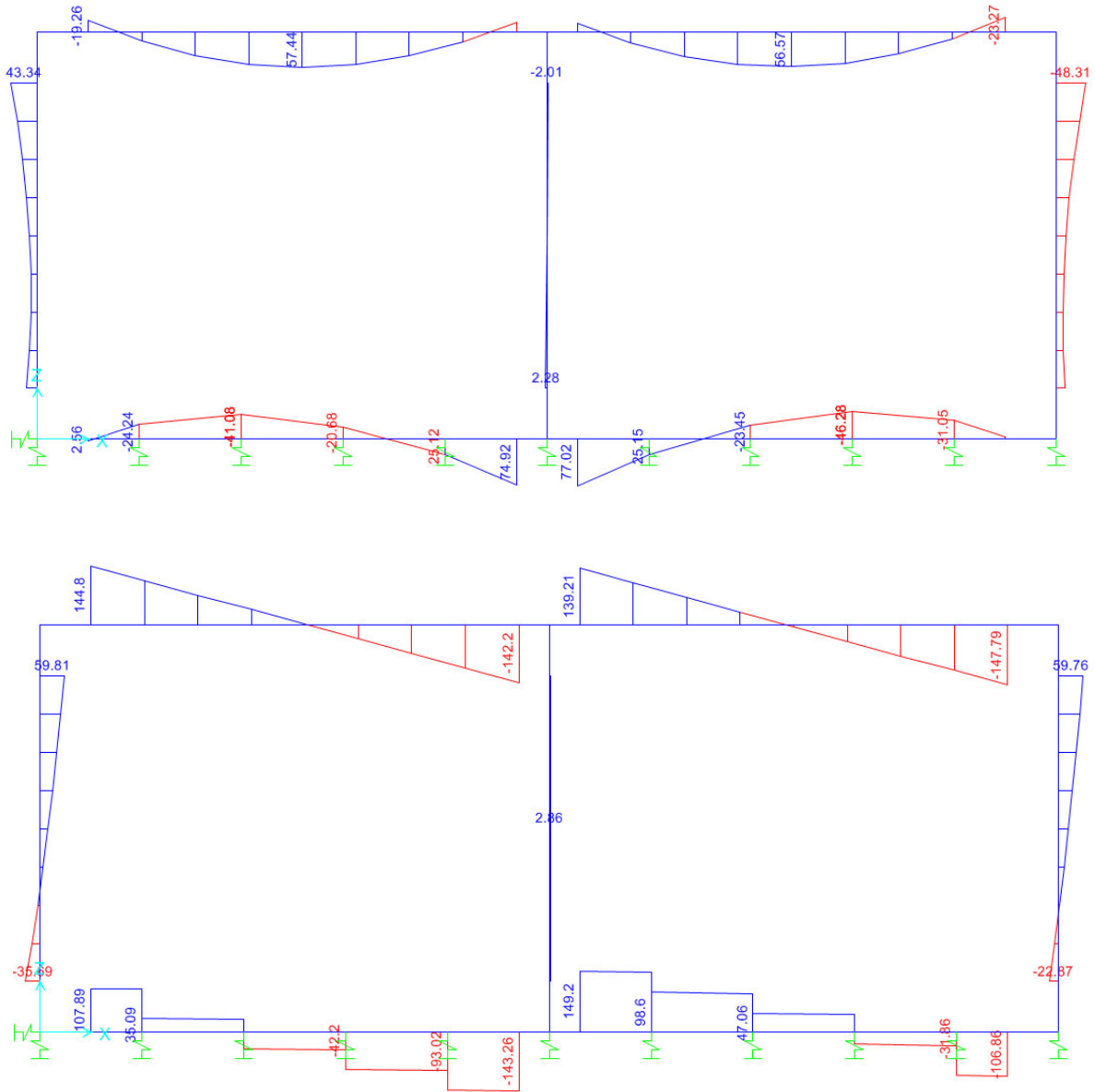
$k_{laterale}$  (kN/m)      2998   rigidità molle laterali

### 8.3 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

I carichi e le combinazioni sono state definite in analogia a quanto definito al paragrafo 7.3.

### 8.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ottenute per le combinazioni di carico più gravose.



**Figura 7 – Diagramma del momento flettente M33 (kNm) e taglio V2 (kN) in combo STR1**

## 8.5 VERIFICHE

Le sollecitazioni massime sono ottenute in corrispondenza della soletta inferiore, essendo le sezioni di carpenteria e le armature identiche per solette e piedritti si riporta solo la verifica della situazione peggiore.

MSLU = 77.02 kN

NSLU = 55.72 kN

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	51 di 114

TSLU = 149.2 kN

MRAR = 55.96 kN

NSLU = 54.0kN

La sezione resistente ha spessore 50 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** tombino3075

(Percorso File: D:\Commesse\C2S-Brindisi-porto\LAVORO\_MIC\tombini\tombino3075.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C32/40

Resis. compr. di calcolo fcd :	181.33 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	90.67 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	333458 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	30.24 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	192.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk :	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta 1 * \beta 2$ :	1.00 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Aderenza diff. $\beta 1 * \beta 2$ :	0.50 daN/cm <sup>2</sup>
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
-----------	---------------	----------------

1	-50.00	0.00
2	-50.00	50.00
3	50.00	50.00
4	50.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	52 di 114

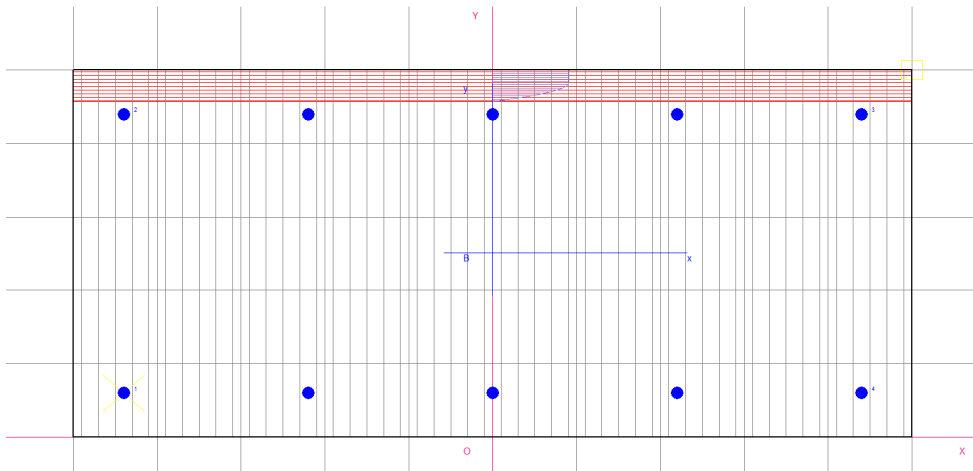
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	44.00	16
3	44.00	44.00	16
4	44.00	6.00	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5572	7702	0	10	0

**COMB. RARE (S.I.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	53 di 114

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	5400	5596	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	5572	7702	0	5561	19724	0	2.561

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01267	50.0	50.0	-0.00103	44.0	44.0	-0.02971	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000754763	-0.034238126		

**verifica a taglio**

h	500 mm	Rck	37
d	442 mm	fck	30.71
bw	1000 mm	γc	1.5
$1+(200/d)^{0,5}$	1.673		

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	54 di 114

k	1.673	As	5 $\Phi$	16.0
AsI	1005	mm <sup>2</sup>		
AsI/(bw·d)	0.0023			
$\rho_1$	0.002	Vrd	185.5	kN
vmin	0.420	Ved	149.2	KN
vmin·bw·d	185458	N		
Vrd	185458	N	VERIFICATO	

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	25.9	-50.0	50.0	-1111	-44.0	6.0	1491	296	0.156	0.112

**8.6 VERIFICHE GEO**

Le verifiche sono state eseguite considerando i risultati dell'analisi strutturale condotta con il programma di calcolo SAP2000. In particolare, si sono considerate le reazioni delle molle in fondazione per ogni Load Case, combinandole con riferimento alla combinazione più gravosa tra A2 + M2 e SISMA SLV.

Il terreno di fondazione (Ls) è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0$$

OutputCase	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
Text	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
DEAD	25.29	17.39	17.39	11.59	11.60	11.60	11.60	11.59	17.39	17.39	25.29
PERM	9.62	6.62	6.62	4.42	4.43	4.43	4.43	4.42	6.62	6.62	9.62
BALLAST	8.66	5.96	5.96	3.98	3.98	3.99	3.98	3.98	5.96	5.96	8.66
SPBSX	-2.22	-1.22	-0.91	-0.40	-0.20	0.00	0.20	0.40	0.91	1.22	2.22
SPBDX	2.22	1.22	0.91	0.40	0.20	0.00	-0.20	-0.40	-0.91	-1.21	-2.22
SPTSX	-5.04	-2.76	-2.05	-0.91	-0.45	0.00	0.46	0.91	2.06	2.76	5.03
SPTDX	5.04	2.76	2.06	0.91	0.45	0.00	-0.46	-0.91	-2.05	-2.75	-5.04

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	55 di 114

ACC	30.78	21.17	21.17	14.13	14.15	14.17	14.15	14.13	21.17	21.17	30.78
SPACCSX	-6.87	-3.75	-2.80	-1.24	-0.62	0.00	0.62	1.24	2.80	3.75	6.85
SPACCDX	6.86	3.76	2.80	1.24	0.62	0.00	-0.62	-1.24	-2.80	-3.75	-6.86
AVV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TERMF	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.01
TERMU	0.27	0.05	-0.05	-0.09	-0.12	-0.13	-0.12	-0.09	-0.05	0.05	0.27
RITIRO	-0.20	-0.04	0.04	0.07	0.09	0.09	0.09	0.07	0.04	-0.04	-0.20
SPSSX	-2.92	-1.59	-1.19	-0.53	-0.26	0.00	0.26	0.53	1.19	1.60	2.91
SISMAV	1.85	1.27	1.27	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	1.27	1.27	1.85
SISMAH	-5.19	-2.84	-2.12	-0.94	-0.47	0.00	0.47	0.94	2.12	2.84	5.19

**A2+M2**

$\alpha$	$\gamma$ (A2)	$\gamma$ (M2)	$\psi_0$	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
				kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1	1	1	25.29	17.39	17.39	11.59	11.60	11.60	11.60	11.59	17.39	17.39	25.29
1	1.3	1	1	12.51	8.60	8.61	5.74	5.75	5.76	5.75	5.74	8.61	8.60	12.51
1	1.3	1	1	11.26	7.74	7.75	5.17	5.18	5.18	5.18	5.17	7.75	7.74	11.26
1	1.3	1.22	1	-3.53	-1.93	-1.44	-0.64	-0.32	0.00	0.32	0.64	1.44	1.93	3.53
1	1.3	1.22	1	3.53	1.93	1.44	0.64	0.32	0.00	-0.32	-0.64	-1.44	-1.93	-3.53
1	1	1.22	1	-6.17	-3.37	-2.51	-1.11	-0.56	0.00	0.56	1.12	2.52	3.37	6.15
1	1	1.22	1	6.16	3.37	2.52	1.11	0.56	0.00	-0.56	-1.11	-2.51	-3.37	-6.16
1	1.25	1	1	38.47	26.46	26.47	17.66	17.69	17.71	17.69	17.66	26.47	26.46	38.47
1	1.25	1	1	-8.58	-4.69	-3.50	-1.55	-0.77	0.00	0.78	1.55	3.50	4.69	8.57
0	1.25	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.25	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.25	1	1	0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.02
-1	1.3	1	0.6	-0.21	-0.04	0.04	0.07	0.09	0.10	0.09	0.07	0.04	-0.04	-0.21
1	1.3	1	0.6	-0.16	-0.03	0.03	0.05	0.07	0.07	0.07	0.05	0.03	-0.03	-0.16
0	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0	1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0	1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				<b>78.58</b>	<b>55.45</b>	<b>56.78</b>	<b>38.72</b>	<b>39.59</b>	<b>40.41</b>	<b>41.14</b>	<b>41.83</b>	<b>63.79</b>	<b>64.84</b>	<b>95.73</b>

616.86
--------

**Tabella 3 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione A2 + M2.**
**SISMA SLV**

$\alpha$	$\gamma$ (Asis)	$\gamma$ (M2)	SLV/SLD	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3	F3
				kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1	1	1	25.29	17.39	17.39	11.59	11.60	11.60	11.60	11.59	17.39	17.39	25.29

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	56 di 114

1	1	1	1	9.62	6.62	6.62	4.42	4.43	4.43	4.43	4.42	6.62	6.62	9.62	
1	1	1	1	8.66	5.96	5.96	3.98	3.98	3.99	3.98	3.98	5.96	5.96	8.66	
1	1	1.22	1	-2.72	-1.49	-1.11	-0.49	-0.24	0.00	0.25	0.49	1.11	1.49	2.71	
1	1	1.22	1	2.71	1.49	1.11	0.49	0.24	0.00	-0.25	-0.49	-1.11	-1.48	-2.71	
1	1	1.22	1	-6.17	-3.37	-2.51	-1.11	-0.56	0.00	0.56	1.12	2.52	3.37	6.15	
1	1	1.22	1	6.16	3.37	2.52	1.11	0.56	0.00	-0.56	-1.11	-2.51	-3.37	-6.16	
1	0.2	1	1	6.16	4.23	4.23	2.83	2.83	2.83	2.83	2.83	4.23	4.23	6.16	
1	0.2	1	1	-1.37	-0.75	-0.56	-0.25	-0.12	0.00	0.12	0.25	0.56	0.75	1.37	
0	0.2	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0.2	1.22	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0.2	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
-1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.3	1	1	1	0.55	0.38	0.38	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	0.38	0.38	0.55	
1	1	1	1	-5.19	-2.84	-2.12	-0.94	-0.47	0.00	0.47	0.94	2.12	2.84	5.19	
				<b>43.70</b>	<b>30.99</b>	<b>31.90</b>	<b>21.87</b>	<b>22.49</b>	<b>23.10</b>	<b>23.68</b>	<b>24.25</b>	<b>37.27</b>	<b>38.18</b>	<b>56.84</b>	<b>354.29</b>

**Tabella 4 – Reazioni ai nodi della fondazione per la combinazione SISMA SLV.**



**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00

B = 4.74 (m)  
 L = 100.00 (m)  
 D = 3.00 (m)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	616.86		616.86
$M_b$ [kNm]	0.00		0.00
$M_l$ [kNm]	0.00		0.00
$T_b$ [kN]	0.00		0.00
$T_l$ [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	58 di 114

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 21.32 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4.74 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 57.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, N $\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 7.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.48$$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>\gamma</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	59 di 114

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

$d_c, d_q, d_\gamma$  : **fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.39$$

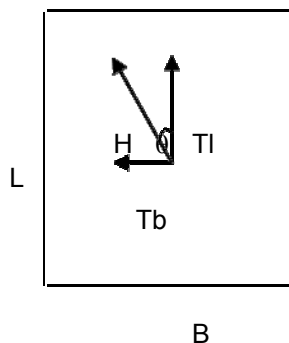
$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  : **fattori di inclinazione base della fondazione**



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	60 di 114

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 609.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

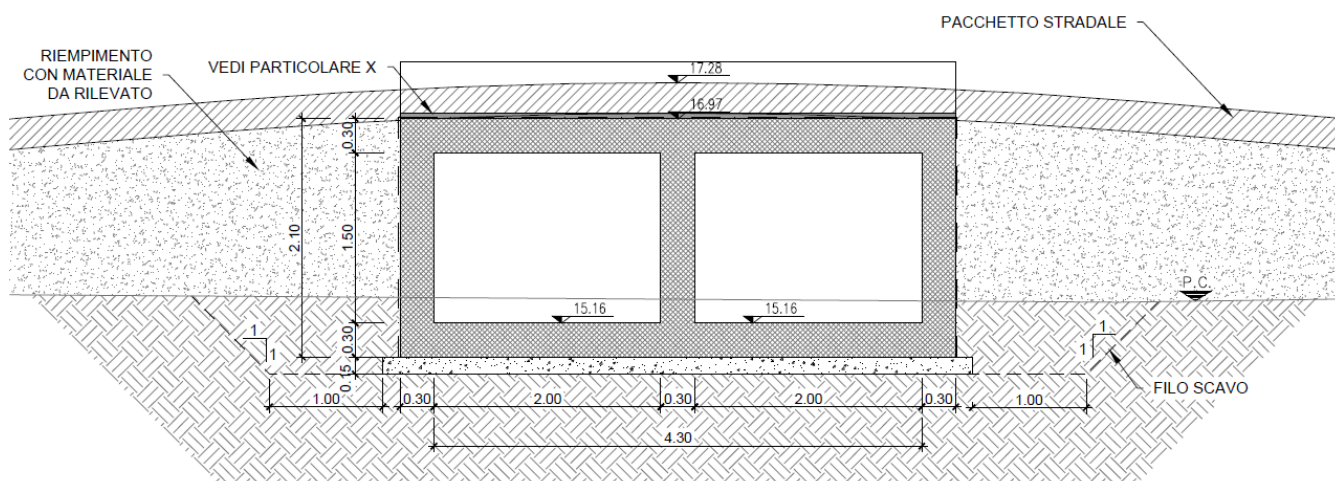
$$q = 130.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 338.56 \geq q = 130.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 9 TOMBINO AL KM 3+245 (SEZ. STRADALE)

Il tombino è costituito da due da un manufatto scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 4.90 x 2.10 m a doppia canna in cui lo spessore delle solette e dei piedritti è pari a 30 cm.



**Figura 8 – Sezione trasversale in corrispondenza dell'asse stradale**

### dati di input

h (m)	1.5	altezza netta interna
l (m)	4.00	larghezza netta interna
b (m)	1	profondità striscia di telaio
$s_i$ (m)	0.3	spessore soletta inferiore
$s_p$ (m)	0.3	spessore piedritti
$s_s$ (m)	0.3	spessore soletta superiore

### dati rilevato stradale

$s_r$ (m)	0.5	spessore ricoprimento
$g_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume ricoprimento/rilevato
$s_m$ (m)	0.2	spessore massetto pendenze
$g_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	peso di volume massetto pendenze
$g_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume pavimentazione
s (m)	0.15	spessore pavimentazione

## 9.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata condotta in analogia a quanto riportato al paragrafo 7.1, si riportano di seguito i risultati ottenuti ed i carichi applicati.

### 9.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 9.1.2 SOVRACCARICO PERMANENTE

$p_r$  (kN/m<sup>2</sup>)                      17.80

### 9.1.3 SPINTA DEL TERRENO

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ (°)	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo
$p_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	6.84	pressione all'estradosso soletta superiore
$p_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	7.99	pressione in asse soletta superiore
$p_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	21.83	pressione in asse soletta inferiore
$p_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	22.98	pressione all'intradosso soletta inferiore
$F_{1,2}$ (kN/m)	1.11	forza concentrata semispessore soletta superiore
$F_{3,4}$ (kN/m)	3.36	forza concentrata semispessore soletta inferiore

### 9.1.4 SPINTA ORIZZONTALE FALDA

La falda si trova ad una quota inferiore rispetto all'intradosso del tombino.

### 9.1.5 CARICHI VARIABILI

Si considera lo schema di carico 3 costituito da un carico concentrato di 150 kN applicato su un'impronta 40x40 cm.

La diffusione dei carichi è stata effettuata, a partire dall'impronta, nell'ipotesi di ripartizione nella pavimentazione, nel terreno, nel massetto e nel solettone di copertura nei rapporti di seguito indicati:

	ai	bi
pavimentazione	1	: 1
terreno	3	: 2
soletta	1	: 1
massetto	1	: 1

$L_d$  (m) 1.77 larghezza di diffusione

Schema di carico 3

$Q_{vk}$  (kN) 150 carico concentrato 1 asse

$q/L_d$  (kN/m<sup>2</sup>) 48.06

### 9.1.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO

Il carico accidentale sul rilevato a ridosso del piedritto ha intensità pari al carico accidentale ripartito su una  $L_d$  che tiene conto delle diffusioni prima indicate:

$\Delta p_{acc}$  (kN/m<sup>2</sup>) 18.47

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPACCSX) e 2 e 3 (per la SPACCDX), la parte di sovraspinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2, acc}$  (kN/m) 2.77  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore

$\Delta F_{3,4, acc}$  (kN/m) 2.77  $\Delta F$  dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore

### 9.1.7 AZIONI CLIMATICHE

#### AZIONI TERMICHE UNIFORMI

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore e sui piedritti, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### RITIRO

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = - 11.04^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 2018.

	Rck	37
	$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
resistenza a compressione media	$f_{cm}$	38.71 N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico secante	$E_{cm}$	33019.43 N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0.00001
classe del cemento	cls tipo	R

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	64 di 114

età del cls all'inizio del ritiro	$t_s$	2	gg	
età del cls al momento del carico	$t_0$	2	gg	
età del cls	$t$	27375	gg	
	B	100	cm	
	H	30.00	cm	
sezione dell'elemento	$A_c$	500000	mm	
perimetro a contatto con l'atmosfera	$u$	1000	mm	
dimensione elemento di cls	$h_0=2A_c/u$	1000	mm	
umidità relativa percentuale	RH	75	%	
Calcolo del modulo elastico				
coeff. del tipo di cemento	$\alpha$	1		
tempo $t_0$ corretto in funz del tipo di cem	$t_0$	6.189	gg	> 0.5
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.70		
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_1$	0.932		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_2$	0.980		
coeff. della resistenza del cls	$\alpha_3$	0.951		
coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	$\beta_H$	1426		
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.985		
coeff. che tiene conto dell'umidità	$\varphi_{RH}$	1.228		
coeff. nominale della viscosità	$\varphi_0$	2.154		
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	2.12		
Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	10578.5	N/mm <sup>2</sup>	
Calcolo della deformazione di ritiro				
parametro fuazione di $h_0$	$k_h$	0.7		
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t, t_s)$	0.956		
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.00029296		
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00043785		
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	6		
coeff. per il tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0.11		



	$\beta_{RH}$	0.89609375
	$\beta_{as(t)}$	1
	$\varepsilon_{ca\ 00}$	5.1775E-05
deformazione dovuta al ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$	5.1775E-05
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t, t_0)$	0.00034473
Variazione termica uniforme	$\Delta T_{ritiro}$	-11.04 °C

### 9.1.8 AZIONI SISMICHE

#### SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA

htot (m)	2.95	altezza da P.F. di progetto a fondazione
hscat (m)	2.1	altezza scatolare
$\Delta p_E$ (kN/m <sup>2</sup> )	4.96	incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV
$\Delta F_{1,2,E}$ (kN/m)	0.74	$\Delta F$ dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV
$\Delta F_{3,4,E}$ (kN/m)	0.74	$\Delta F$ dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

#### FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

$F_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.50	inerzia orizzontale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV
$F_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.63	inerzia orizzontale soletta superiore per SLV
$F_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.63	inerzia orizzontale piedritti per SLV

#### FORZE SISMICHE VERTICALI

$F_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.75	inerzia verticale pavimentazione + ricoprimento + massetto per SLV
$F_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.32	inerzia verticale soletta superiore per SLV
$F_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.32	inerzia verticale piedritti per SLV
$F_5$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.32	inerzia verticale soletta inferiore per SLV

## 9.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello è stato generato in analogia a quanto riportato al paragrafo 7.2.

### rigidezza molle

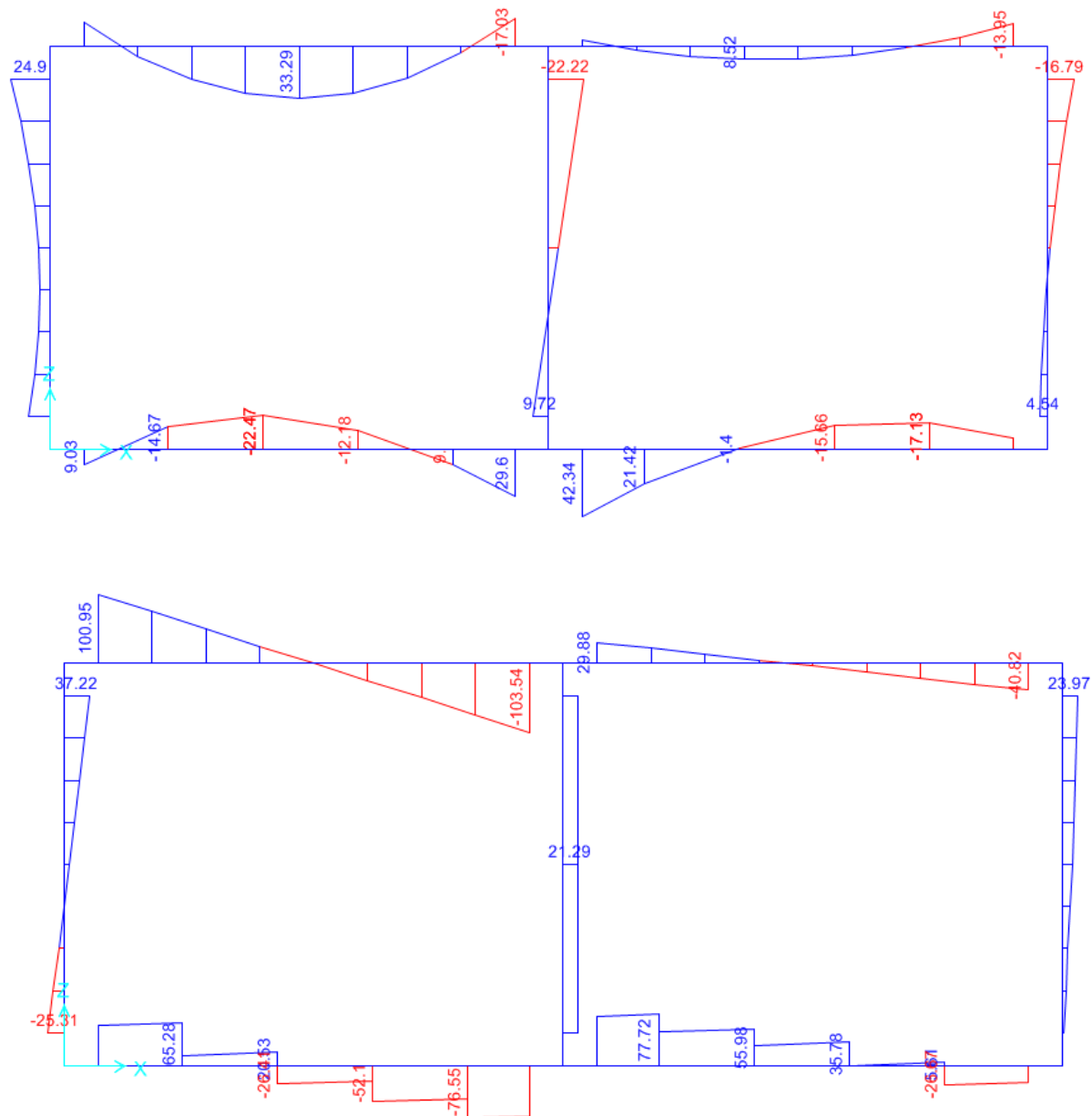
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
$b_t$ (m)	4.74	dimensione trasversale dell'opera
$b_l$ (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	4713	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)
$k_{centrale}$ (kN/m)	1998	rigidezza molle centrali
$k_{spigolo}$ (kN/m)	4355	rigidezza molle spigolo
$k_{laterale}$ (kN/m)	2998	rigidezza molle laterali

### 9.3 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

I carichi e le combinazioni sono state definite in analogia a quanto definito al paragrafo 7.3.

### 9.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ottenute per le combinazioni di carico più gravose.



**Figura 9 – Diagramma del momento flettente  $M_{33}$  (kNm) e taglio  $V_2$  (kN) in combo STR2**

## 9.5 VERIFICHE

Le sollecitazioni massime sono ottenute in corrispondenza della soletta superiore, essendo le sezioni di carpenteria e le armature identiche per solette e piedritti si riporta solo la verifica della situazione peggiore.

MSLU = 42.34 kN

NSLU = 4.95 kN

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	68 di 114

TSLU = 100.95 kN

MRAR = 29.88 kN                      NSLU = 10.32 kN

La sezione resistente ha spessore 30 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** tombino3075

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\tombini\tombino3075.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C30/37  
Resis. compr. di calcolo fcd : 174.02 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 87.01 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 330194 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 29.42 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 182.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.20 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta 1 * \beta 2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta 1 * \beta 2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	30.00
3	50.00	30.00
4	50.00	0.00

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	69 di 114

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	24.00	16
3	44.00	24.00	16
4	44.00	6.00	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	495	4234	0	10	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1032	2988	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.4 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	70 di 114

Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	495	4234	0	470	10051	0	2.374

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00661	50.0	30.0	-0.00122	44.0	24.0	-0.01537	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000786151	-0.020084534		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 10.5 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.9]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso  
 Vcd Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe  
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Afst Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	67530	22127	24.0	100.0	21.80°	1.000	0.0

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	71 di 114

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
 Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	37.7	-50.0	30.0	-1330	-44.0	6.0	1116	229	0.125	0.104

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>100.95</b> kN
$N_{Ed}$	<b>0</b> kN

Calcestruzzo

**C30/37**

$R_{ck}$	<b>37</b> N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$ 17.40 N/mm <sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	1.5
------------	-----

Altezza sezione

$h$	<b>300</b> mm
-----	---------------

Copriferro

$c$	<b>50</b> mm
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>1000</b> mm
-------	----------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	250 mm
-----	--------

Area Calcestruzzo

$A_c$	300000 mm <sup>2</sup>
-------	------------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>1004.8</b> mm <sup>2</sup>
----------	-------------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	0.0040 ≤ 0.02	<b>ok</b>
----------	---------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	0.0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$	<b>ok</b>
---------------	-----------------------	-----------

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

$k$	1.89 ≤ 2	<b>ok</b>
-----	----------	-----------

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$v_{\min}$	0.30
------------	------

$V_{Rd}$	131.34 kN
----------	-----------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Si omettono le verifiche GEO in quanto la sezione ferroviaria scarica in fondazione un carico maggiore rispetto alla sezione stradale.





## 10.1 ANALISI DEI CARICHI

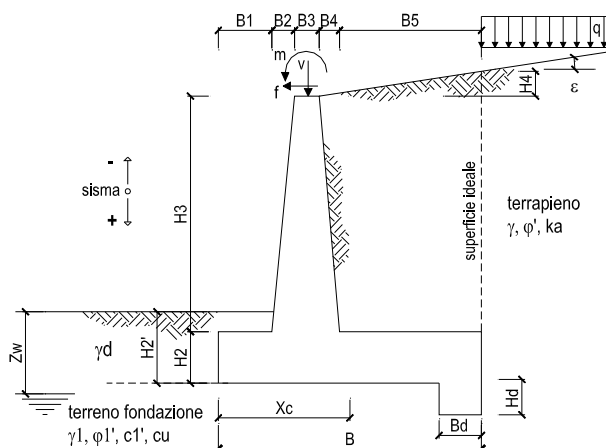
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

### 10.1.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

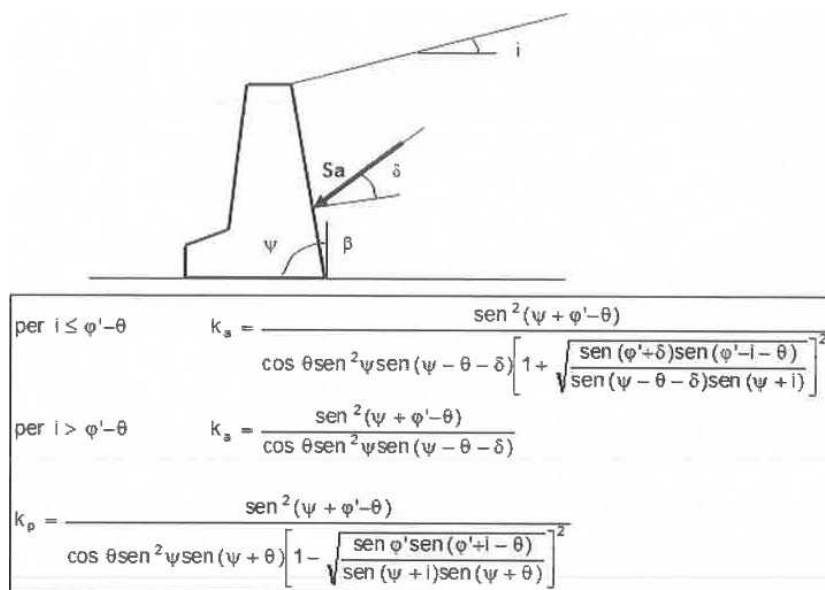
### 10.1.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono nulli.

### 10.1.3 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ .



**Figura 12 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.**

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione  $\delta$  della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione  $\beta$  del terrapieno, a meno che  $\beta$  non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$ , nel qual caso si assumerà  $\delta = \varphi'$ . Le analisi sono state eseguite sia in condizioni drenate che non drenate.

				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
<b>Dati Geotecnici</b>							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	30.00	30.00	30.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50	2.50	2.50	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	26.00	26.00	26.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000			

### 10.1.4 CARICHI VARIABILI

Si assume un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito pari a 20 kN/mq.

				valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
<b>Carichi Agenti</b>							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	29.00	29.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\psi2$	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

### 10.1.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.056	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.03192	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0160	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

### 10.1.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

Scorrimento sul piano di posa;

Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;

Ribaltamento;

Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

*SLU di tipo strutturale (STR)*

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

**Tabella 5 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.**

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
Coazione 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 6 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.**

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 7 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

**Tabella 8 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.**

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però 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 seguente tabella.

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

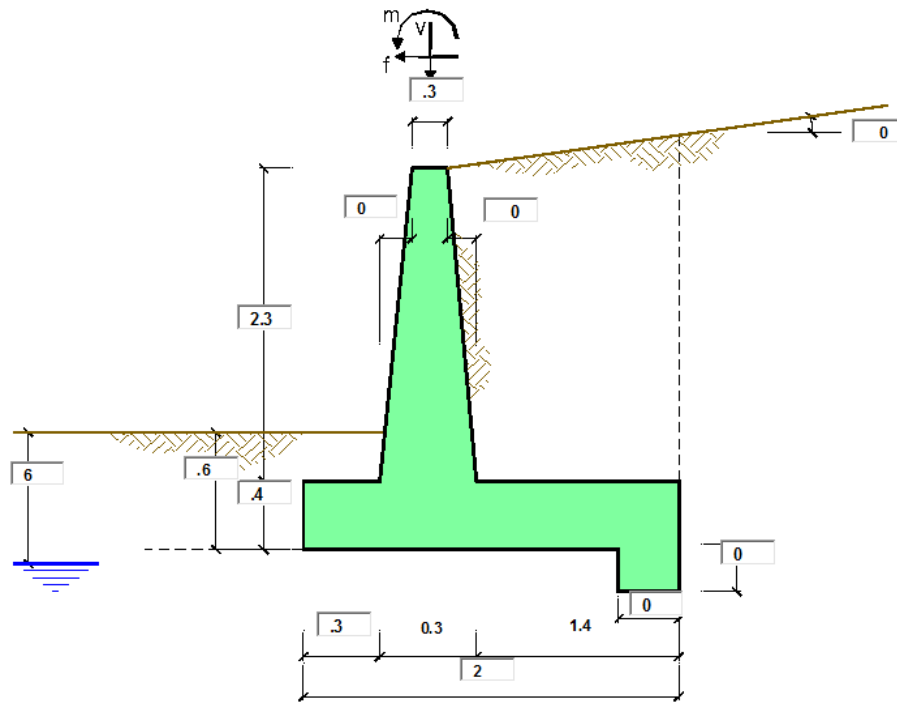
**Tabella 9 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.**

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.2.

## 10.2 DATI DI INPUT

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	79 di 114



### 10.2.1 CONDIZIONI DRENATE

<b>Dati Geotecnici</b>			<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
			<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	30.00	30.00	30.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	2.50	2.50	2.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	26.00	26.00	26.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.056	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)		RIBALTAMENTO
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.03192	(-)		$\beta_s$ 0.57
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0160	(-)		kh 0.04788
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			kv 0.02394

			<b>STR/GEO</b>	<b>RIB</b>
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.218	0.218
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.236	0.245
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.236	0.246
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.561	2.561
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.510	2.485
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.509	2.481

<b>Carichi Agenti</b>			<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
			<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\psi2$	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	81 di 114

### **Coefficienti di sicurezza**

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>1.80</b>	<b>4.13</b>	<b>2.54</b>
<b>Sismico</b>	<b>2.66</b>	<b>5.13</b>	<b>4.51</b>

## 10.2.2 CONDIZIONI NON DRENATE

<b>Dati Geotecnici</b>			<b>valori caratteristici SLE</b>		<b>valori di progetto</b>	
			STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (°)	$\phi'$	38.00	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (°)	$\delta$	30.00	30.00	30.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input type="checkbox"/> drenate <input checked="" type="checkbox"/> Non Drenate				
	Resistenza a Taglio non drenata (kPa)	cu	75.00	75.00	75.00	
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione (°)	$\phi_1'$	26.00	26.00	26.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	19.00	19.00	19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B) (m)	Hs	4.00			
	Modulo di deformazione (kN/m <sup>2</sup> )	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.056	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)	RIBALTAMENTO
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.03192	(-)	$\beta_s$ 0.57
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0160	(-)	kh 0.04788
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			kv 0.02394

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.218	0.218
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.236	0.245
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.236	0.246
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000

<b>Carichi Agenti</b>			<b>valori caratteristici SLE - sisma</b>		<b>valori di progetto</b>	
			STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente (kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	29.00	29.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\psi_2$	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00			

### Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>1.80</b>	<b>4.13</b>	<b>4.37</b>
<b>Sismico</b>	<b>2.66</b>	<b>5.13</b>	<b>6.28</b>

### 10.3 CALCOLO DELLE AZIONI

#### FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GE O	EQU/RI B
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
			17.2		
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	5	17.25	17.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
			20.0		
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0	20.00	20.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
			37.2		
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	5	37.25	37.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
			64.4		
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0	64.40	64.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
	qp *				
Sovr =	$(B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
			64.4		
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	0	64.40	64.40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	28	40.6	
	qs *				
Sovr acc. Sism	$(B4 + B5)$	(kN/m)	5.6		

#### MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GE O	EQU/RI B
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	7.76	7.76	7.76
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
			20.0		
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0	20.00	20.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5		27.7	27.76	27.76

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	84 di 114

(kNm/m) 6

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	83.7	2	83.72	83.72
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	83.7	2	83.72	83.72

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	36.4	52.78	
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	7.28		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	1.19	1.78
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0.59	0.89

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	2.06	3.08
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	1.03	1.54

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.85	1.28
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.13	0.19
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.98	1.47

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.12	0.19
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.32	0.48
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	85 di 114

(kNm/m)

MPs v= MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5 (kNm/m) 0.44 0.66

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=  $kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$  (kNm/m) 3.19 4.78  
 MPts2 h=  $kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$  (kNm/m) 0.00 0.00  
 MPts3 h=  $kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$  (kNm/m) 0.00 0.00  
 MPts h= MPts1 + MPts2 + MPts3 (kNm/m) 3.19 4.78

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=  $kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$  (kNm/m) 1.34 2.00  
 MPts2 v=  $kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$  (kNm/m) 0.00 0.00  
 MPts3 v=  $kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$  (kNm/m) 0.00 0.00  
 MPts v= MPts1 + MPts2 + MPts3 (kNm/m) 1.34 2.00

**CONDIZIONE STATICA**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GE O	EQU/RI B
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	15.9		
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	2	20.70	20.70
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	0.00	0.00	0.00
		11.7		
		9	17.10	17.10

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	13.7		
	Sq	9	17.93	17.93
Sqh perm =	$perm \cdot \cos \delta$	0.00	0.00	0.00
		10.2		
Sqh acc =	$Sq \cdot acc \cdot \cos \delta$	1	14.81	14.81

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	7.96	10.35	10.35
	Sq			
Sqv perm =	$perm \cdot \sin \delta$	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \cdot acc \cdot \sin \delta$	5.90	8.55	8.55

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + g1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
---	--	---------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GE O	EQU/RI B
MSt1 =	$Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m ) 12.4	1	16.13
MSt2 =	$Stv*B$	( kNm/m ) 15.9	2	20.70
MSq1 perm=	$Sqh\ perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh\ acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m ) 13.7	9	19.99
MSq2 perm=	$Sqv\ perm*B$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv\ acc*B$	( kNm/m ) 11.7	9	17.10
MSp =	$\gamma1*Hd^3*kp/3+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd^2/2$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + m$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f)*(H3 + H2)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v)*(B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00

**CONDIZIONE SISMICA +**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	15.92	15.92	15.92
Sst1 sism =	$0,5*\gamma*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka^+-Sst1\ stat$	(kN/m)	1.55	1.55	2.36
Ssq1 perm=	$qp*(H2+H3+H4+Hd)*ka^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+H4+Hd)*ka^+$	(kN/m)	2.55	2.55	2.64
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1\ stat*cos\delta$	(kN/m)	13.79	13.79	13.79
Sst1h sism =	$Sst1\ sism*cos\delta$	(kN/m)	1.34	1.34	2.04
Ssq1h perm=	$Ssq1\ perm*cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1\ acc*cos\delta$	(kN/m)	2.21	2.21	2.29
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1\ stat*sen\delta$	(kN/m)	7.96	7.96	7.96
Sst1v sism =	$Sst1\ sism*sen\delta$	(kN/m)	0.77	0.77	1.18
Ssq1v perm=	$Ssq1\ perm*sen\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1\ acc*sen\delta$	(kN/m)	1.27	1.27	1.32

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	87 di 114

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot kps^+ \cdot H_2') \cdot Hd \quad (\text{kN/m}) \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$$

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO	EQU/RIB
-----	---------	---------

MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	12.41	12.41	12.41
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	1.21	1.21	1.84
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	( kNm/m )	15.92	15.92	15.92
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	( kNm/m )	1.55	1.55	2.36
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	2.98	2.98	3.09
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	2.55	2.55	2.64
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H_2') \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	0.00

## 10.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 10.4.1 CONDIZIONI DRENATE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc} \quad 120.55 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 32.74 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.80 \quad > \quad 1.1$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 149.28$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 36.13$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 4.13 \quad > \quad 1.15$$

#### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

-

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} \\ 120.55 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\max} \\ 161.15 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad \begin{matrix} 32.74 \\ 32.74 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad \begin{matrix} 113.16 \\ 165.94 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad \begin{matrix} 7.39 \\ -4.79 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	89 di 114

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	2.50		(kPa)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.06	-0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.88	1.94	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	11.85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	22.25		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	12.54		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	198.42	211.31	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

$N_{min}$	<b>3.09</b>	>	<b>1.4</b>
$N_{max}$	<b>2.54</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GE O	EQU/RIB
$S_{st1} \text{ stat} = \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k}{a}$	(kN/m)	15.92	15.92	15.92
$S_{st1} \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - S_{st1} \text{ stat}$	(kN/m)	1.55	1.55	2.36
$S_{sq1} \text{ perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$S_{sq1} \text{ acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	2.55	2.55	2.64

- Componente orizzontale condizione sismica +

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	90 di 114

Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	13.79	13.79	13.79
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	1.34	1.34	2.04
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	2.21	2.21	2.29

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	7.96	7.96	7.96
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	0.77	0.77	1.18
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	1.27	1.27	1.32

- Spinta passiva sul dente

Sp=1/2*γ <sub>1</sub> '(1+kv) Hd <sup>2</sup> *kps <sup>+</sup> +(2*c <sub>1</sub> '*kps <sup>+0.5</sup> +γ <sub>1</sub> '(1+kv) kps <sup>+</sup> *H2')*Hd	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

SLE	STR/GE O	EQU/RIB
-----	-------------	---------

MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	12.41	12.41	12.41
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	1.21	1.21	1.84
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	( kNm/m )	15.92	15.92	15.92
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	( kNm/m )	1.55	1.55	2.36
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	2.98	2.98	3.09
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	2.55	2.55	2.64
MSp =	γ <sub>1</sub> '*Hd <sup>3</sup> *kps <sup>+</sup> /3+(2*c <sub>1</sub> '*kps <sup>+0.5</sup> +γ <sub>1</sub> '*kps <sup>+</sup> *H2')*Hd <sup>2</sup> /2	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )		0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	113.28	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	20.58	(kN/m)
-----	--------------------------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tgφ <sub>1</sub> '	0.49	(-)
-----	--------------------	------	-----

Fs =	(N*f + Sp) / T	2.68	>	1
------	----------------	------	---	---

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		135.0		
			8		
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		23.59		
Fr =	Ms / Mr		5.73	>	1

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

-					
Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax		
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	113.2			
		8	118.88		(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp		20.58		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM =	ΣM	112.5			
		2	119.80		( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M =	Xc*N - MM	0.76	-0.92		( kNm/m )

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	2.50			(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26.00			(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante		11.40		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.01	-0.01		(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.99	1.98		(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ'/2) * e <sup>(π * tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	11.85			(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	22.25			(-)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	92 di 114

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi') \quad (0 \text{ in cond. nd}) \quad 12.54 \quad (-)$$

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 0.69 \quad 0.71 \quad (-)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) \quad 0.67 \quad 0.68 \quad (-)$$

$$i_{\gamma} = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{m+1} \quad 0.58 \quad 0.58 \quad (-)$$

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 267.8 \quad 270.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**FS carico limite**  $F = q_{lim} \cdot B^2 / N$   $N_{min} \quad 4.70 \quad > \quad 1.2$

$N_{max} \quad 4.51 \quad >$

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GE O	EQU/RIB
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k$	(kN/m)	15.92	15.92
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.04	1.60
$Ssq1 \text{ perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
$Ssq1 \text{ acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	2.55	2.66

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.79	13.79
$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.90	1.39
$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.21	2.30

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.96	7.96
$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.52	0.80
$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.28	1.33

- Spinta passiva sul dente

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d \quad (\text{kN/m}) \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$$

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

SLE	STR/GE O	EQU/RIB
-----	-------------	---------

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	93 di 114

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	12.41	12.41	12.41
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	0.81	0.81	1.25
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	( kNm/m )	15.92	15.92	15.92
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	( kNm/m )	1.04	1.04	1.60
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	2.99	2.99	3.11
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	( kNm/m )	2.55	2.55	2.66
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp+ms$	( kNm/m )		0.00	
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)$	( kNm/m )		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		109.7		
			9	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$		20.15	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg\phi_1'$		0.49	(-)	
Fs =	$(N*f + Sp) / T$		2.66	>	1

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		131.6		
			7		
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		25.69		
Fr =	$Ms / Mr$		5.13	>	1

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

- Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		Nmin	Nmax	
			109.7		
			9	115.39	(kN/m)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	94 di 114

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 20.15 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 108.8 \quad 5 \quad 116.13 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = Xc \cdot N - MM \quad 0.94 \quad -0.74 \quad (\text{kNm/m})$$

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 \cdot Nq \cdot iq + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma \cdot i\gamma$$

$$c1' \quad \text{coesione terreno di fondaz.} \quad 2.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi 1' \quad \text{angolo di attrito terreno di fondaz.} \quad 26.00 \quad (^{\circ})$$

$$\gamma_1 \quad \text{peso unit\`a di volume terreno fondaz.} \quad 19.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$q_0 = \gamma d \cdot H2' \quad \text{sovraccarico stabilizzante} \quad 11.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$e = M / N \quad \text{eccentricit\`a} \quad 0.01 \quad -0.01 \quad (\text{m})$$

$$B^* = B - 2e \quad \text{larghezza equivalente} \quad 1.98 \quad 1.99 \quad (\text{m})$$

I valori di Nc, Nq e N $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$$Nq = tg^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))} \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 11.85 \quad (-)$$

$$Nc = (Nq - 1)/tg(\varphi') \quad (2+\pi \text{ in cond. nd}) \quad 22.25 \quad (-)$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot tg(\varphi') \quad (0 \text{ in cond. nd}) \quad 12.54 \quad (-)$$

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$$iq = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot cotg(\varphi')))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 0.69 \quad 0.70 \quad (-)$$

$$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1) \quad 0.66 \quad 0.68 \quad (-)$$

$$i\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot cotg(\varphi')))^{m+1} \quad 0.58 \quad 0.58 \quad (-)$$

(fondazione nastriforme m = 2)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 266.5 \quad 4 \quad 269.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

$$N_{min} \quad 4.81 \quad >$$

**1.2**

$$N_{max} \quad 4.64 \quad >$$

## 10.4.2 CONDIZIONI NON DRENATE

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 120.55 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 32.74 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.80 \quad > \quad 1.1$$

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 149.28$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 36.13$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 4.13 \quad > \quad 1.15$$

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 32.74 \quad 32.74 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 113.16 \quad 165.94 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 7.39 \quad -4.79 \quad (\text{kNm/m})$$

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00			(kPa)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.40			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.06	-0.03		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.88	1.94		(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$		0.91	0.91		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		-	-		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

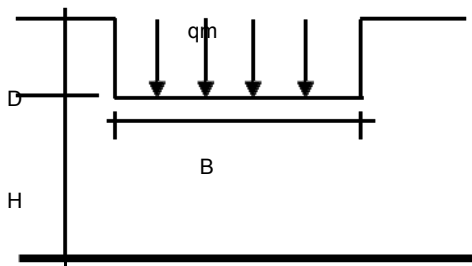
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	362.14	363.28		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

Nmin	<b>5.64</b>	>	<b>1.4</b>
Nmax	<b>4.37</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	115.51	(kN/m)
M	2.51	(kNm/m)
$e = M/N$	0.02	(m)
$B^*$	1.96	(m)



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	97 di 114

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0.60	(m)
	D/B* =	0.31	(m)
	Hs/B* =	2.04	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^*$	61.61	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.947	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.67	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$	7.66	(mm)

**CONDIZIONE SISMICA +**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GE O	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)	15.92	15.92	15.92
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	1.55	1.55	2.36
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	2.55	2.55	2.64

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$ (kN/m)	13.79	13.79	13.79
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$ (kN/m)	1.34	1.34	2.04
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$ (kN/m)	2.21	2.21	2.29

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$ (kN/m)	7.96	7.96	7.96
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$ (kN/m)	0.77	0.77	1.18
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$ (kN/m)	1.27	1.27	1.32

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GE O	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +h <sub>d</sub> )/3-h <sub>d</sub> ) (kNm/m)	12.41	12.41	12.41
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/3-H <sub>d</sub> ) (kNm/m)	1.21	1.21	1.84
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	15.92	15.92	15.92
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	1.55	1.55	2.36
MSsq1 = Ssq1h * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/2-H <sub>d</sub> ) (kNm/m)	2.98	2.98	3.09

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	98 di 114

MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	2.55	2.55	2.64
MSp =	$\gamma_1^*Hd^3*kps^*/3+(2*c1**kps^{+0.5}+\gamma 1**kps^*H2')*Hd^2/2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )		0.00	
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 113.28 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh \quad 20.58 \text{ (kN/m)}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = tg\phi 1' \quad 0.49 \quad (-)$$

$$Fs = (N*f + Sp) / T \quad 2.68 \quad > \quad 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 135.08$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 23.59$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 5.73 \quad > \quad 1$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) \quad Nmin \quad Nmax \quad 113.28 \quad 118.88 \quad (kN/m)$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp \quad 20.58 \quad (kN/m)$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 112.52 \quad 119.80 \quad (kNm/m)$$

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	99 di 114

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 0.76 \quad -0.92 \quad (\text{kNm/m})$$

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$c_u \quad \text{res. al taglio nd terreno di fondaz.} \quad 75.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\gamma_1 \quad \text{peso unità di volume terreno fondaz.} \quad 19.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$q_0 = \gamma_d \cdot H_2' \quad \text{sovraccarico stabilizzante} \quad 11.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$e = M / N \quad \text{eccentricità} \quad 0.01 \quad -0.01 \quad (\text{m})$$

$$B^* = B - 2e \quad \text{larghezza equivalente} \quad 1.99 \quad 1.98 \quad (\text{m})$$

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))} \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 1.00 \quad (-)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi) \quad (2 + \pi \text{ in cond. nd}) \quad 5.14 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad (0 \text{ in cond. nd}) \quad 0.00 \quad (-)$$

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 1.00 \quad 1.00 \quad (-)$$

$$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c)) \quad 0.95 \quad 0.95 \quad (-)$$

$$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1} \quad - \quad - \quad (-)$$

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 376.30 \quad 376.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{FS carico limite} \quad F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad N_{min} \quad 6.60 \quad > \quad 1.2$$

$$N_{max} \quad 6.28 \quad >$$

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

$$\text{Sst1 stat} = 0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a \quad (\text{kN/m}) \quad 15.92 \quad 15.92 \quad 15.92$$

$$\text{Sst1 sism} = 0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - \text{Sst1 stat} \quad (\text{kN/m}) \quad 1.04 \quad 1.04 \quad 1.60$$

SLE	STR/GE O	EQU/RIB
-----	-------------	---------

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	100 di 114

Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	2.55	2.55	2.66

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.79	13.79	13.79
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.90	0.90	1.39
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.21	2.21	2.30

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.96	7.96	7.96
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.52	0.52	0.80
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.28	1.28	1.33

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

SLE	STR/GE O	EQU/RIB
-----	-------------	---------

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	12.41	12.41	12.41
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	0.81	0.81	1.25
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	15.92	15.92	15.92
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	1.04	1.04	1.60
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	2.99	2.99	3.11
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	2.55	2.55	2.66
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp+ms$	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	109.79 (kN/m)
-----	--	---------------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	20.15 (kN/m)
-----	---	--------------

Coefficiente di attrito alla base (f)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	101 di 114

$f$	=	$tg\phi'$		0.49	(-)	
$F_s$	=	$(N*f + Sp) / T$		<b>2.66</b>	>	<b>1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$M_s$	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$		131.67	
-------	---	-------------------------	--	--------	--

Momento ribaltante (Mr)

$M_r$	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		25.69	
-------	---	---	--	-------	--

$F_r$	=	$M_s / M_r$		<b>5.13</b>	>	<b>1</b>
-------	---	-------------	--	-------------	---	----------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$N$	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		Nmin 109.79	Nmax 115.39	(kN/m)
-----	---	---	--	----------------	----------------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T$	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		20.15		(kN/m)
-----	---	---	--	-------	--	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$MM$	=	$\Sigma M$		108.85	116.13	(kNm/m)
------	---	------------	--	--------	--------	---------

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$M$	=	$X_c * N - MM$		0.94	-0.74	(kNm/m)
-----	---	----------------	--	------	-------	---------

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c * N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_\gamma * i_\gamma$$

$c_u$	res. al taglio nd terreno di fondaz.		75.00		(kN/mq)
-------	--------------------------------------	--	-------	--	---------

$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.		19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
------------	--------------------------------------	--	-------	--	----------------------

$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante		11.40		(kN/m <sup>2</sup> )
-------------------------	----------------------------	--	-------	--	----------------------

$e = M / N$	eccentricità		0.01	-0.01	(m)
-------------	--------------	--	------	-------	-----

$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente		1.98	1.99	(m)
----------------	-----------------------	--	------	------	-----

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	102 di 114

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$ (1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$ (2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$ (0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$ (1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$	0.95	0.95		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$	-	-		(-)

(fondazione nastroforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$ (carico limite unitario)	376.70	376.74		(kN/m <sup>2</sup> )
------------------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B / N</math></b>	Nmin	<b>6.80</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>6.49</b>	>	

### 10.4.3 VERIFICHE STRUTTURALI

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

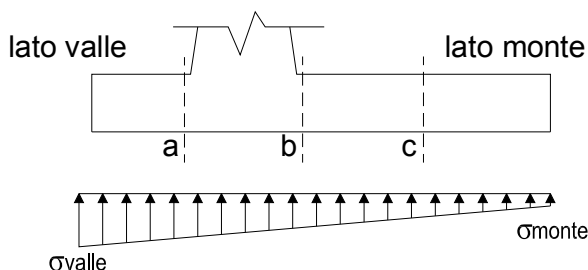
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	120.55	7.39	71.37	49.18
	161.15	-4.79	73.40	87.75
sisma+	113.28	0.76	57.79	55.49
	118.88	-0.92	58.07	60.81
sisma-	109.79	0.94	56.30	53.48
	115.39	-0.74	56.58	58.80



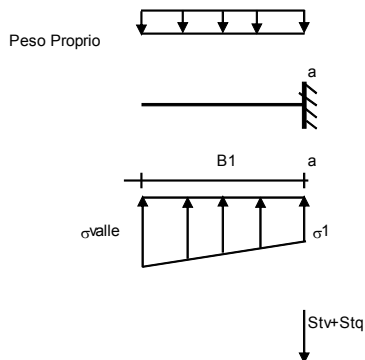
##### Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	71.37	68.04	2.71	17.91
	73.40	75.55	2.89	19.34
sisma+	57.79	57.44	2.14	14.36
	58.07	58.48	2.17	14.29
sisma-	56.30	55.88	2.08	13.93
	56.58	56.92	2.10	13.86



##### Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{peso proprio dente}$$

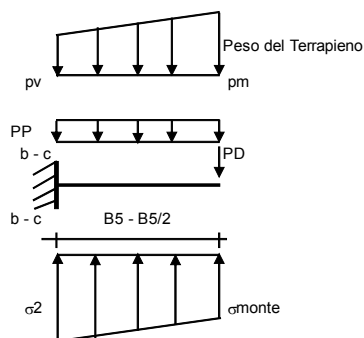
pm	Nmin	N max stat	N max sism	
				(kN/m <sup>2</sup> )
pm	46.00	75.00	50.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	46.00	75.00	50.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	46.00	75.00	50.00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	49.18	64.71	-28.07	-17.57	56.95	-14.27	-20.95
	87.75	77.70	-27.05	-22.08	82.73	-12.97	-18.73
sisma+	55.49	57.10	-14.86	-10.84	56.30	-7.28	-10.71
	60.81	58.89	-14.78	-11.56	59.85	-7.12	-10.45
sisma-	53.48	55.46	-14.61	-10.65	54.47	-7.15	-10.55
	58.80	57.25	-14.41	-11.18	58.03	-6.95	-10.20

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + P \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

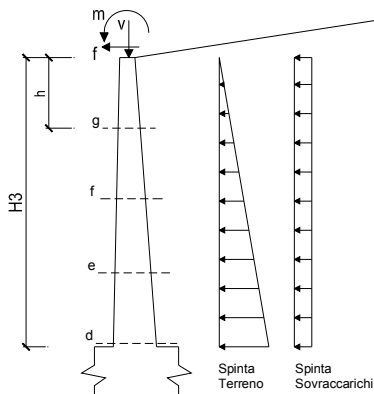
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	9.97	14.51	0.00	24.48	0.00	17.25	17.25
e-e	1.73	4.21	8.16	0.00	12.37	0.00	12.94	12.94
f-f	1.15	1.25	3.63	0.00	4.87	0.00	8.63	8.63
g-g	0.58	0.16	0.91	0.00	1.06	0.00	4.31	4.31

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	13.01	12.62	0.00	25.62
e-e	1.73	7.32	9.46	0.00	16.78
f-f	1.15	3.25	6.31	0.00	9.56
g-g	0.58	0.81	3.15	0.00	3.97

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	7.67	0.86	2.16	0.00	0.63	11.33	0.00	17.53	17.53
e-e	1.73	3.24	0.36	1.22	0.00	0.36	5.17	0.00	13.14	13.14
f-f	1.15	0.96	0.11	0.54	0.00	0.16	1.77	0.00	8.76	8.76
g-g	0.58	0.12	0.01	0.14	0.00	0.04	0.31	0.00	4.38	4.38

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	10.01	1.12	1.88	0.00	0.55	13.56
e-e	1.73	5.63	0.63	1.41	0.00	0.41	8.08
f-f	1.15	2.50	0.28	0.94	0.00	0.28	4.00
g-g	0.58	0.63	0.07	0.47	0.00	0.14	1.30

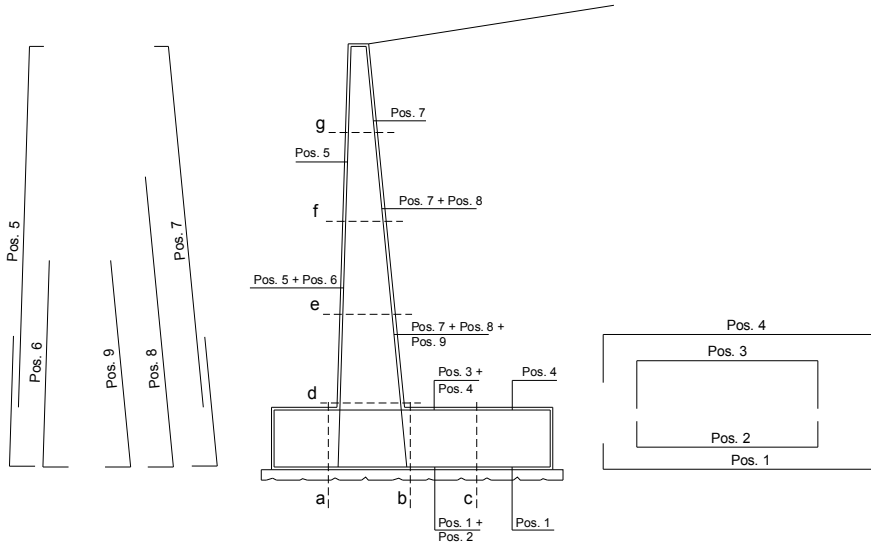
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	7.67	0.58	2.17	0.00	0.63	11.05	0.00	16.97	16.97
e-e	1.73	3.24	0.24	1.22	0.00	0.36	5.06	0.00	12.73	12.73
f-f	1.15	0.96	0.07	0.54	0.00	0.16	1.73	0.00	8.49	8.49
g-g	0.58	0.12	0.01	0.14	0.00	0.04	0.30	0.00	4.24	4.24

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.30	10.01	0.76	1.88	0.00	0.55	13.20
e-e	1.73	5.63	0.43	1.41	0.00	0.41	7.88
f-f	1.15	2.50	0.19	0.94	0.00	0.28	3.91
g-g	0.58	0.63	0.05	0.47	0.00	0.14	1.28



**SCHEMA DELLE ARMATURE**

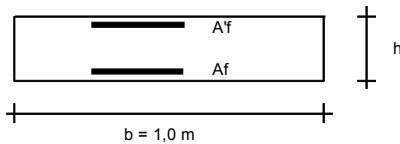


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	☐	5	5.0	14	☐
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	☐

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	M <sub>u</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	2.89	0.00	0.40	7.70	7.70	106.39
b - b	-28.07	0.00	0.40	7.70	7.70	106.39
c - c	-14.27	0.00	0.40	7.70	7.70	106.39
d - d	24.48	17.25	0.30	7.70	7.70	77.86
e - e	12.37	12.94	0.30	7.70	7.70	77.46
f - f	4.87	8.63	0.30	7.70	7.70	77.07
g - g	1.06	4.31	0.30	7.70	7.70	76.67

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	19.34	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio nor
b - b	22.08	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio nor
c - c	20.95	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio nor
d - d	25.62	0.30	120.43	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio nor
e - e	16.78	0.30	119.94	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio nor
f - f	9.56	0.30	119.44	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio nor
g - g	3.97	0.30	118.95	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio nor

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	106 di 114

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	2.42	0.00	0.40	7.70	7.70	0.21	10.36	0.016	0.200
b - b	-19.65	0.00	0.40	7.70	7.70	1.67	84.05	0.132	0.200
c - c	-9.98	0.00	0.40	7.70	7.70	0.85	42.68	0.067	0.200
d - d	17.68	17.25	0.30	7.70	7.70	2.72	96.78	0.125	0.200
e - e	8.86	12.94	0.30	7.70	7.70	1.35	45.56	0.059	0.200
f - f	3.46	8.63	0.30	7.70	7.70	0.52	15.34	0.019	0.200
g - g	0.75	4.31	0.30	7.70	7.70	0.10	1.76	0.002	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	1.69	0.00	0.40	7.70	7.70	0.14	7.23	0.011	0.200
b - b	-8.10	0.00	0.40	7.70	7.70	0.69	34.63	0.054	0.200
c - c	-4.35	0.00	0.40	7.70	7.70	0.37	18.60	0.029	0.200
d - d	7.67	17.25	0.30	7.70	7.70	1.15	35.28	0.045	0.200
e - e	3.24	12.94	0.30	7.70	7.70	0.46	11.15	0.014	0.200
f - f	0.96	8.63	0.30	7.70	7.70	0.11	0.85	0.001	0.200
g - g	0.12	4.31	0.30	7.70	7.70	0.00	-	-	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	107 di 114


**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	2.42	0.00	0.40	7.70	7.70	0.21	10.36
b - b	-19.65	0.00	0.40	7.70	7.70	1.67	84.05
c - c	-9.98	0.00	0.40	7.70	7.70	0.85	42.68
d - d	17.68	17.25	0.30	7.70	7.70	2.72	96.78
e - e	8.86	12.94	0.30	7.70	7.70	1.35	45.56
f - f	3.46	8.63	0.30	7.70	7.70	0.52	15.34
g - g	0.75	4.31	0.30	7.70	7.70	0.10	1.76

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	2.16	0.00	0.40	7.70	7.70	0.18	9.25
b - b	-14.86	0.00	0.40	7.70	7.70	1.26	63.56
c - c	-7.28	0.00	0.40	7.70	7.70	0.62	31.16
d - d	11.33	16.97	0.30	7.70	7.70	1.72	57.91
e - e	5.17	12.73	0.30	7.70	7.70	0.77	23.04
f - f	1.77	8.49	0.30	7.70	7.70	0.25	5.19
g - g	0.31	4.24	0.30	7.70	7.70	0.03	-0.01

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b>  <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b>  <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b>  <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b>  <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale</b>  <b>tombini FERROVIARI</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL IN0100 001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 108 di 114</p>

## 11 POZZETTI/VASCHE DI RACCOLTA

Il pozzetto di raccolta oggetto di analisi e verifica è quello avente altezza massima, si tratta del pozzetto lato monte dell'attraversamento idraulico presente alla progressiva 3+909, avente spessore 0.30 m e altezza netta 2.40 m.

Cautelativamente si esegue il calcolo di una sezione verticale di spessore un metro della struttura del muro del pozzetto considerato come una mensola incastrata alla base.

### 11.1 Analisi dei carichi

#### Peso proprio

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

#### Spinta del terreno

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	20	peso di volume terreno ai lati
$\phi'$ ( $^\circ$ )	38	angolo di attrito terreno ai lati
$k_0$	0.384	coefficiente di spinta a riposo

Tali parametri si traducono ad un diagramma di pressioni trapezoidale ( $p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) da applicare sulle pareti con valori di:

$p_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	0	pressione in asse superiore
$p_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	18.43	pressione in asse soletta inferiore

La falda non genera spinte sull'opera in quanto la quota si trova al di sotto dell'intradosso della soletta di fondo.

#### Carichi variabili

Si assume che il sovraccarico accidentale dimensionante sia quello associato al passaggio dei mezzi meccanici sulla pista di servizio. Il carico dei mezzi meccanici è assunto pari a  $10 \text{ kN/mq}$ .

La sovraspinta agente sulla parete del pozzetto ha intensità pari al carico accidentale moltiplicato per il coefficiente di spinta a riposo:

$\Delta p_{acc}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	3.84
--------------------------------------	------

#### Azioni sismiche

Le azioni sismiche non sono dimensionanti per le opere in oggetto.

## 11.2 Analisi delle sollecitazioni e verifiche

Le verifiche sono state condotte secondo quanto riportato al capitolo 6.

### 11.2.1 Verifica della parete

Le pareti del pozzetto sono verificate a favore di sicurezza assimilandole a un'asta incastrata alla base di luce pari all'altezza del pozzetto ( $H = 2.4$  m).

I carichi agenti sono rappresentati, come visto al paragrafo precedente, da:

Peso proprio:  $G_1 = 25 \cdot 0.3 = 7.5$  kN/mq

Spinta del terreno  $P_{sup} = 0$  kN/m

$P_{inf} = 18.43$  kN/m

Spinta del sovraccarico accidentale:  $Q = 3.84$  kN/m

Le sollecitazioni alla base che si ottengono per i diversi stati limite sono pari a:

STR)  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ( $\varphi_d' = \varphi_k'$ )

$M_{SLU} = 1.5 \cdot (3.84 \cdot 2.4^2 \cdot 1/2 + 18.43 \cdot 2.4 \cdot 1/6) = 43.13$  kN/m

$T_{SLU} = 1.5 \cdot (3.84 \cdot 2.4 + 18.43 \cdot 2.4/2) = 46.99$  kN/m

$N_{SLU} = 1.35 \cdot 2.4 \cdot 7.5 = 24.3$  kN

Rara)  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

$M_{SLE} = 3.84 \cdot 2.4^2 \cdot 1/2 + 18.43 \cdot 2.4 \cdot 1/6 = 28.75$  kN/m

$N_{SLE} = 24 \cdot 7.5 = 18.0$  kN

### Verifica a flessione

La sezione resistente ha spessore 30 cm ed è armata con  $\Phi 16/20$  superiormente e  $\Phi 16/20$  inferiormente.

L'armatura tesa è superiore allo 0.2% dell'area della sezione come indicato nelle NTC18.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: parete\_pozzetto

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\tombini\parete\_pozzetto.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	110 di 114

Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C30/37  
Resis. compr. di calcolo fcd : 174.02 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 87.01 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 330194 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 29.42 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 182.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.20 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	30.00
3	50.00	30.00
4	50.00	0.00

**DATI BARE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-44.00	6.00	16
2	-44.00	24.00	16
3	44.00	24.00	16
4	44.00	6.00	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata



**Tombini idraulici - Relazione di calcolo strutturale**  
**tombini FERROVIARI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL IN0100 001	B	112 di 114

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00664	-50.0	30.0	-0.00123	44.0	24.0	-0.01542	-44.0	6.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000788406	-0.020152176	0.185	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	36.3	-50.0	30.0	-1332	-44.0	6.0	1116	229	0.125	0.104

**Verifica a taglio**

Essendo la sezione di spessore 30 cm, il taglio resistente senza considerare una specifica armatura a taglio è pari a 135.48 kN. Pertanto la verifica si ritiene soddisfatta essendo il taglio sollecitante pari a circa 47 kN.



**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>47 kN</b>
$N_{Ed}$	<b>24.3 kN</b>

Calcestruzzo

**C30/37**

$R_{ck}$	<b>37 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	17.40 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	1.5
------------	-----

Altezza sezione

$h$	<b>300 mm</b>
-----	---------------

Copriferro

$c$	<b>50 mm</b>
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>1000 mm</b>
-------	----------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	250 mm
-----	--------

Area Calcestruzzo

$A_c$	300000 mm <sup>2</sup>
-------	------------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>1004.8 mm<sup>2</sup></b>
----------	------------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	0.0040 ≤ 0.02	<b>ok</b>
----------	---------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	0.0810 ≤ 0.2 $f_{cd}$	<b>ok</b>
---------------	-----------------------	-----------

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

$k$	1.89 ≤ 2	<b>ok</b>
-----	----------	-----------

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$v_{\min}$	0.30
------------	------

$V_{Rd}$	134.38 kN
----------	-----------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**
**11.2.2 Verifica della soletta di fondo**

Cautelativamente si assume che la soletta di fondo sia soggetta alle stesse sollecitazioni delle pareti. Pertanto la soletta viene armata con barre  $\Phi 16/20$  inferiormente e superiormente.

## 12 INCIDENZE

Nel calcolo dell'incidenza è stata considerata l'armatura principale, con cui si sono svolte le verifiche riportate ai paragrafi precedenti, e l'armatura di ripartizione costituita da  $\varnothing 12/20$  o  $\varnothing 10/20$  a seconda che l'armatura principale sia costituita rispettivamente da  $\varnothing 16$  o  $\varnothing 14$ . Il valore così ottenuto è stato incrementato del 10-15% per tenere in conto degli elementi accessori (legature, cavallotti,...).

Pozzetti/vasche di raccolta	spessore 30 cm: i = 90 kg/mc
Tombino	spessore 30 cm: i = 90 kg/mc
Tombino	spessore 50 cm: i = 50 kg/mc
Muri d'ala (elevazione)	spessore 30 cm: i = 70 kg/mc
Muri d'ala (fondazione)	spessore 40 cm: i = 50 kg/mc