

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO

TOMBINO SCATOLARE 8.00X6.00

Rio Trasta

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi	DIRETTORE LAVORI	SCALA:  ----
--	------------------	--------------------

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	I N 1 X 0 X	0 0 1	A

PROGETTAZIONE								
Rev.	Descrizione emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	D.A.M. S.p.A. <i>AGP</i>	26/09/2012	Ing. F. Colla <i>[Signature]</i>	27/09/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	28/09/2012	PROGETTISTA 

n. Elab.	Nome File G51-01-E-CV-CL-IN1X-0X-001-A00.doc CUP: F81H92000000008
----------	--

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3. SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICO-STRATIGRAFICA DEI TERRENI .....</b>	<b>6</b>
3.1. Dati di base .....	6
3.2. Schematizzazione stratigrafica .....	6
3.3. Condizioni di falda .....	7
3.4. Caratterizzazione geotecnica .....	8
3.5. Sismicità dell'area .....	9
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>11</b>
<b>5. MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>12</b>
5.1. Geometria dell'opera.....	12
5.2. Numerazione degli elementi strutturali .....	12
5.3. Coefficiente di sottofondazione .....	14
<b>6. TOMBINO IDRAULICO SCATOLARE.....</b>	<b>17</b>
<b>6.1. Analisi dei carichi.....</b>	<b>17</b>
6.1.1. Peso proprio (CDC1) .....	17
6.1.2. Carichi permanenti agenti sulla soletta superiore .....	17
6.1.3. Carichi permanenti agenti sulle pareti verticali (CDC4 - CDC5).....	18
6.1.4. Carichi variabili (CDC3) .....	18
6.1.5. Carichi uniformi verticali sulla soletta dello scatolare .....	21
6.1.6. Spinte orizzontali dovute ai sovraccarichi accidentali (CDC7 – CDC8).....	21
6.1.7. Azione longitudinale di frenatura (CDC10) .....	22
6.1.8. Spinte orizzontali dovute alla piena (CDC6) .....	22
6.1.9. Azione sismica (CDC11) .....	22
<b>6.2. Combinazioni di carico e determinazione delle sollecitazioni .....</b>	<b>26</b>
<b>6.3. Condizioni e combinazioni di carico adottate .....</b>	<b>26</b>
6.3.1. Schemi di carico .....	29
6.3.2. Diagrammi involuppo sollecitazioni .....	34
<b>7. VERIFICHE DI RESISTENZA E A FESSURAZIONE.....</b>	<b>39</b>
<b>7.1. Soletta superiore.....</b>	<b>40</b>
7.1.1. Incastro.....	40
7.1.2. Mezzeria.....	44

<b>7.2. Soletta di fondazione .....</b>	<b>46</b>
7.2.1. Incastro.....	46
7.2.2. Mezzeria.....	50
<b>7.3. Piedritto .....</b>	<b>52</b>
7.3.1. Incastro superiore .....	53
7.3.2. Mezzeria.....	55
7.3.3. Incastro inferiore .....	57
<b>7.4. Verifica armature ai fenomeni di ritiro.....</b>	<b>60</b>
<b>7.5. Verifica flessione longitudinale .....</b>	<b>60</b>
7.5.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....	61
7.5.2. Verifiche allo stato limite di esercizio .....	61
<b>8. PARAPETTO IN SOLETTA.....</b>	<b>63</b>
<b>9. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE .....</b>	<b>77</b>
9.1. Pressioni sul terreno.....	81
9.2. Carico limite .....	83
9.3. Verifica dei cedimenti .....	84
<b>10. MURO D'ALA SEZIONE "A" .....</b>	<b>90</b>
10.1. Combinazioni di carico e determinazione delle sollecitazioni .....	92
10.2. Calcolo delle sollecitazioni.....	93
10.3. Verifiche .....	94
10.3.1. Criteri di verifica .....	94
10.3.2. Fondazione - Incastro .....	98
10.3.3. Fondazione - Campata .....	99
10.3.4. Piedritti - Incastro H = 100 cm.....	100
10.3.5. Piedritto - H = 70 cm .....	101
10.3.6. Piedritto - H = 40 cm .....	102
<b>11. MURO D'ALA SEZIONE "B" .....</b>	<b>105</b>
11.1. Combinazioni di carico e determinazione delle sollecitazioni .....	107
11.2. Calcolo delle sollecitazioni.....	108
11.3. Verifiche .....	109
11.3.1. Criteri di verifica .....	109
11.3.2. Fondazione - Incastro .....	113
11.3.3. Fondazione - Campata .....	114
11.3.4. Piedritto - H = 70 cm .....	115
11.3.5. Piedritto - H = 40 cm .....	116

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

---

## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha come oggetto il dimensionamento di un tombino idraulico scatolare di dimensioni interne pari a 8.0m x 6.0m.

L'opera considerata presenta uno sviluppo planimetrico complessivo pari a circa 75m e si articola in due distinti tratti (Figura 1).

Il tratto iniziale e finale (tratto "A"), di lunghezza complessiva di circa 50m, presenta una sezione trasversale ad "U", con una platea di fondo di larghezza variabile da 8.0m a 5.0m, racchiusa da due muri perimetrali, di altezza variabile.

Il tratto successivo ("B") ha una lunghezza di 25.0m e presenta una pendenza del fondo pari a 3.2% ed è definito da una sezione scatolare di larghezza di 8.0m e di altezza di 6.0m.

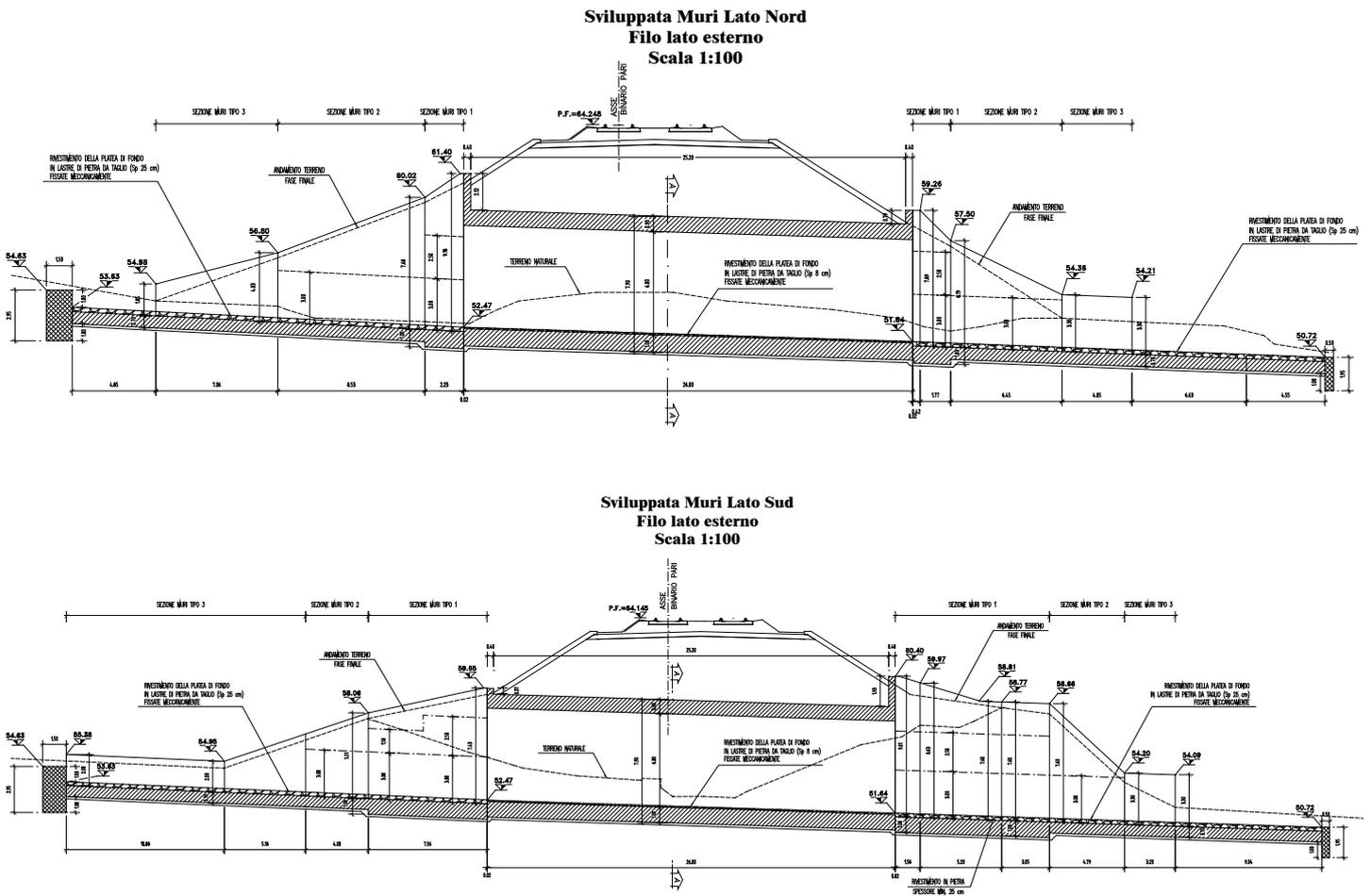


Figura 1 Sezioni longitudinali dell'opera.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge 05/11/1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge 02/02/1974 n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M.LL.PP. 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 24/06/1993 n° 37406/STC - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14/02/1992.

Istruzione N°I/SC/PS-OM2298 del 2 giugno 1995 completo delle relative integrazioni -

D.M. 9 gennaio 1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M.16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252 AA.GG.STC. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9/01/96.

Circ. Min. LL.PP. 04/07/1996 n. 156 AA.GG./STC - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996.

Istruzioni delle Ferrovie dello Stato del 13/01/1997 - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo. Testo aggiornato delle istruzioni N°I/SC/PS-OM2298 del 2 giugno 1995.

Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003.

### 3. SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICO-STRATIGRAFICA DEI TERRENI

#### 3.1. DATI DI BASE

L'opera in oggetto si colloca in un'area valliva nel cui ambito la linea ferroviaria in oggetto esce per pochi metri a cielo aperto.

I dati stratigrafici e geotecnici considerati per le successive analisi sono stati desunti dalle seguenti campagne di indagine condotte nell'area:

- Rilievo geofisico sismico topografico.  
Tale campagna ha evidenziato una prima fascia di materiale detritico molto allentato fino ad una profondità di 10 ÷ 12 m, caratterizzata da basse velocità delle onde di compressione ( $V_p < 2$  km/s). A tale coltre probabilmente in parte detritica ed in parte anche lapidea assai degradata, segue un altro orizzonte di materiale lapideo molto alterato e fratturato per almeno 3 ÷ 6 m di spessore ( $V_p = 2-3$  km/S) e successivamente materiale lapideo più consistente fino alle maggiori profondità indagate, appartenenti entrambi alla formazione delle Argilliti a Palombini.
- nell'esecuzione di n. 6 sondaggi a carotaggio continuo fino a profondità variabili da 30 a 60 m da p.c. corredati di prove penetrometriche dinamiche S.P.T.  
Tale campagna è stata eseguita nel tratto compreso tra l'inizio della Linea del III Valico dei Giovi e l'imbocco Sud della Galleria naturale Campasso dal km. 0+000 al km. 0+543 circa.  
Le prove S.P.T. hanno fornito gli intervalli di valori riportati in Tabella 1:

Prove	Formazione LA	Formazione GaP	Formazione aP1	Formazione aP2
$N_{SPT}$ (colpi/30cm)	4 ÷ 45	11 ÷ 63	35 ÷ 70	-

Tabella 1 Riepilogo risultati prove penetrometriche dinamiche.

#### 3.2. SCHEMATIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Sulla base delle informazioni ricavabili dalle stratigrafie di sondaggio e dalle prove in sito si può individuare la seguente stratigrafia di riferimento:

- da p.c. fino a circa -5.00 m, limo argilloso inglobante frammenti lapidei di argilliti. I frammenti di argilliti si presentano da alterati a molto alterati (Formazione LA).
- da -5.00 m fino a profondità variabili da -9.00 a -13.00 m, orizzonte costituito da ghiaia medio fine e frammenti lapidei molto alterati in matrice limoso – argillosa appartenenti alle sottostanti metargilliti (Argilliti a Palombini, Formazione GaP).
- Al di sotto della Formazione GaP e fino alle massime profondità indagate si incontrano le Argilliti a Palombini, caratterizzate da un primo orizzonte di materiale molto alterato e

fratturato per almeno 3.00 ÷ 6.00 m di spessore e successivamente da materiale più consistente fino alle massime profondità indagate (Formazione aP1, più alterata e fratturata, e aP2, più consistente). Tale formazione appartiene alle successioni delle Unità Liguri del substrato Preterziario ed è costituita da argillocisti filladici nerastri o grigio scuri, spesso grafitosi con facile suddivisibilità in scaglie minute, con lenti calcaree fino a metriche. Sono presenti anche livelli di argillocisti molto teneri, a comportamento plastico, inglobanti noduli o livelli quarzoso-calcitici di spessore centimetrico.

Alla luce di quanto sopra le stratigrafie di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche sono riportate in Tabella 2 e Tabella 3:

<b>Stratigrafia di progetto</b>	<b>Da (m da p.c.)</b>	<b>A (m da p.c.)</b>	<b>Tipo di terreno</b>
<b>LA</b>	p.c.	- 4.00	Limo Argilloso
<b>GaP</b>	- 4.00	- 12.00	Ghiaia media e frammenti lapidei in matrice limosa
<b>aP1</b>	- 12.00	- 18.00	Argilliti a Palombini alterate e fratturate
<b>aP2</b>	- 18.00	In poi	Argilliti a Palombini compatte

**Tabella 2 Stratigrafia di progetto Spalla Lato Genova.**

<b>Stratigrafia di progetto</b>	<b>Da (m da p.c.)</b>	<b>A (m da p.c.)</b>	<b>Tipo di terreno</b>
<b>LA</b>	p.c.	- 6.00	Limo Argilloso
<b>GaP</b>	- 6.00	- 10.00	Ghiaia media e frammenti lapidei in matrice limosa
<b>aP1</b>	- 10.00	- 13.00	Argilliti a Palombini alterate e fratturate
<b>aP2</b>	- 13.00	In poi	Argilliti a Palombini compatte

**Tabella 3 Stratigrafia di progetto Spalla Lato Milano**

### **3.3. CONDIZIONI DI FALDA**

Il livello di falda non è stato rilevato in quanto non sono stati eseguiti, in fase di progetto preliminare, sondaggi geognostici in prossimità dell'area investigata. Si può assumere che il livello di falda sia ubicato a -2.0 m da piano campagna in prossimità dell'alveo torrentizio e quindi 1.00 m sotto il piano di posa della fondazione.

### 3.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche fisiche e meccaniche attribuite ai suddetti litotipi si basano sui risultati delle campagne di indagine a disposizione.

I parametri geotecnici di progetto per il dimensionamento delle fondazioni del ponte in oggetto sono riportati in Tabella 4:

Parametri	Formazi one LA	Formazi one GaP	Forma zione aP1	Formazi one aP2
Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	20	26	27
Densità relativa $D_r$ (%)	27 ÷ 65	40 ÷ 85	-	-
Coesione drenata $c'$ (kPa)	10	-	80	190 ÷ 270 (1)
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ (°)	27.5	35	20	37.5 ÷ 41.5 (1)
Resistenza al taglio non drenata $c_u$ (kPa)	50 (2)	-	-	-
Velocità delle onde di compressione $V_p$ (m/s)	-	-	2000 ÷ 3000	4050
Velocità delle onde di taglio $V_s$ (m/s)	95 ÷ 115	130 ÷ 215 (1)	-	-
Modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso $E_m$ (MPa)	-	-	850	2000
Modulo di taglio a piccole deformazioni $G_0$ per materiali granulari (MPa)	18 ÷ 35 (1)	35 ÷ 90 (1)	-	-
Modulo di Young a piccole deformazioni $E_0$ per materiali granulari (MPa)	-	85 ÷ 230 (1)	-	-
Modulo di Young drenato $E'$ per terreni coesivi (kPa)	4500 ÷ 8000	-	-	-
Modulo di Young non drenato $E_u$ per terreni coesivi (kPa)	15000 (3)	-	-	-
Coefficiente di consolidazione primaria $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s) – Tratto OC (4)	$1 \cdot 10^{-2}$ (4)	-	-	-
Coefficiente di consolidazione primaria $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s) – Tratto NC (4)	$4.5 \cdot 10^{-3}$ (4)	-	-	-
Coefficiente di consolidazione secondaria $c_{\alpha}$ (%) - Tratto OC (5)	0.14 (5)	-	-	-
Coefficiente di consolidazione secondaria $c_{\alpha}$ (%) – Tratto NC (5)	0.5 (5)	-	-	-

(1) Valore crescente con la profondità.

(2) Valore ottenuto in base alla resistenza alla punta misurata dalle prove con pocket penetrometer e da vane test.

(3)  $E_u = 300 \cdot c_u$ .

(4) Valori ipotizzati in base alla descrizione stratigrafica.

(5) Ricavabile dalla curva deformazione ( $\epsilon$ ) – tempo ( $t$ ).

(6)

**Tabella 4 Parametri geotecnici di progetto per il dimensionamento delle fondazioni del ponte.**

In particolare nel calcolo delle opere di sostegno e di fondazione, si adotteranno per i materiali granulari, valori del modulo di Young pari a circa 1/3÷1/5 di quelli iniziali a piccole deformazioni.

In sintesi la caratterizzazione stratigrafico-geotecnica utilizzata per le verifiche necessarie al dimensionamento delle opere di fondazione è riportata in Tabella 5:

<b>Parametri</b>	<b>Formazione LA</b>	<b>Formazione GaP</b>	<b>Formazione aP1</b>	<b>Formazione aP2</b>
Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	20	26	27
Coesione drenata $c'$ (kPa)	10	-	80	200
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ (°)	27.5	35	20	40
Resistenza al taglio non drenata $c_u$ (kPa)	50	-	-	-
Modulo di Young $E'$ (kPa)	6000	60000	850000	2000000

**Tabella 5 Stratigrafia di progetto.**

### **3.5. SISMICITÀ DELL'AREA**

L'area oggetto di studio, come mostrato in Figura 2, è classificata appartenente alla zona sismica n. 4 della nuova normativa sismica entrata in vigore con la pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

In particolare per l'area di interesse è riportata in Figura 2 la mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo:

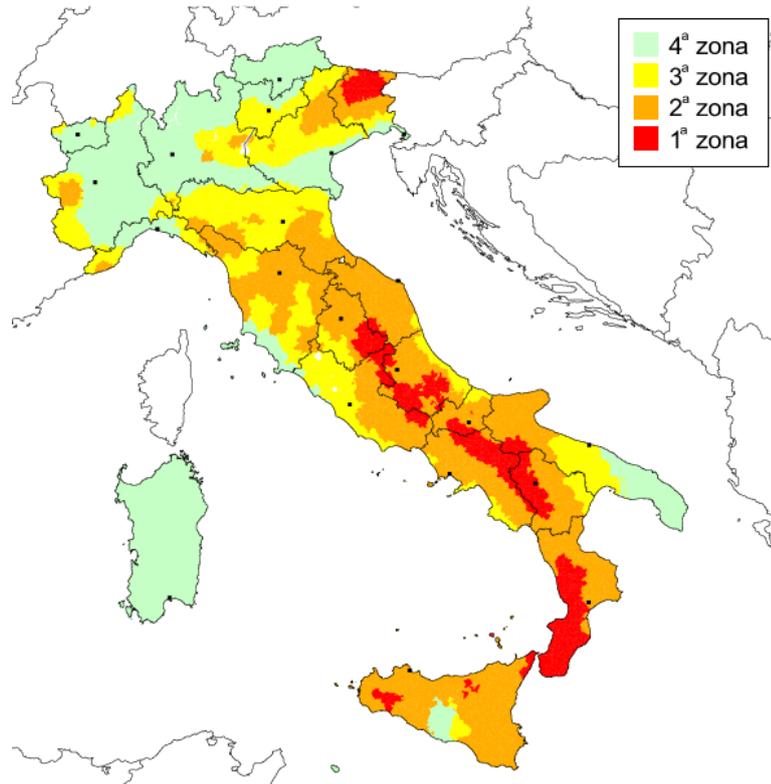


Figura 2 Mappa della zonazione sismica nazionale (OM 3274).

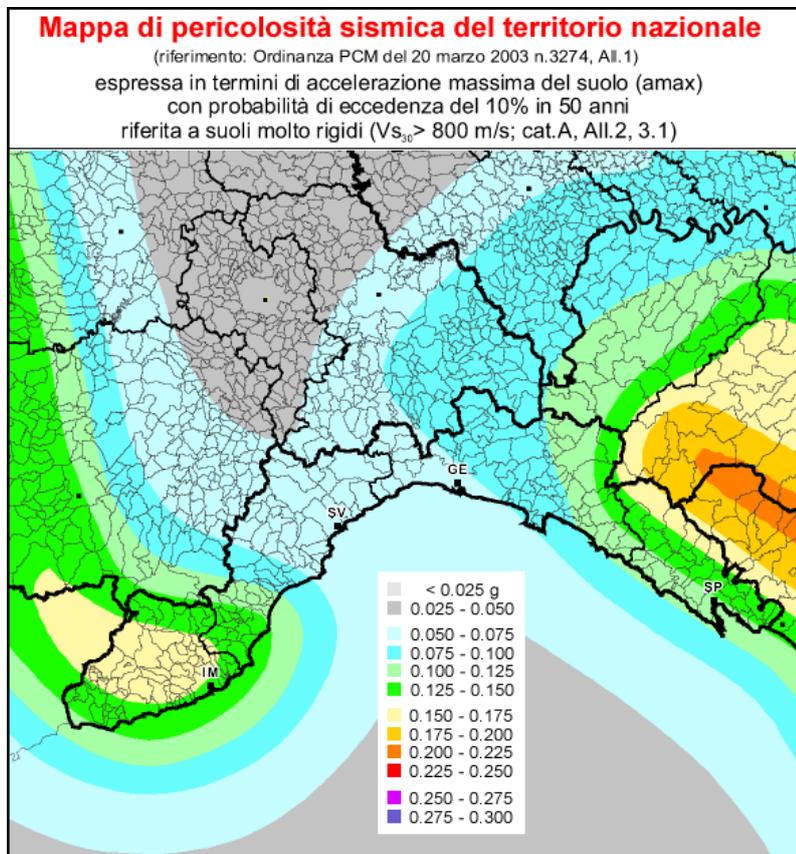


Figura 3 Zonazione sismica di dettaglio.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I calcoli statici sono eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo per magrone	$R_{cm} \geq 15 \text{ MPa}$
Calcestruzzo per strutture in fondazione	$R_{bk} \geq 35 \text{ MPa}$
Calcestruzzo per strutture in elevazione	$R_{bk} \geq 35 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume del c.a.	$\gamma_{ca} = 25 \text{ KN/m}^3$
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma_{\text{terreno}} = 20 \text{ KN/m}^3$
Peso per unità di volume della massicciata	$\gamma_{\text{mass}} = 18 \text{ KN/m}^3$
Barre d'acciaio del tipo	Feb44k

## 5. MODELLO DI CALCOLO

### 5.1. GEOMETRIA DELL'OPERA

Lo scatolare in esame presenta una sezione interna di 8.0m x 6.0m con piedritti di 0.9m di spessore, soletta superiore di 0.9m di spessore e soletta inferiore di 1.0m di spessore. Al di sopra del tombino è presente un rilevato con spessore medio di 5.0m (Figura 4).

La struttura viene analizzata con un modello bidimensionale, valutando le azioni e le sollecitazioni per una fetta di scatolare pari ad un metro. L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata sotto l'ipotesi di comportamento elastico lineare della struttura.

La determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni a cui il tombino è sottoposto avviene attraverso l'impiego di un modello agli elementi finiti, capace di schematizzare gli elementi trave (piedritti e solette) e il comportamento del terreno. La risposta del terreno all'applicazione di carichi è descritta secondo un modello di suolo elastico alla Winkler, schematizzando l'appoggio con un letto di molle, con assegnata rigidezza.

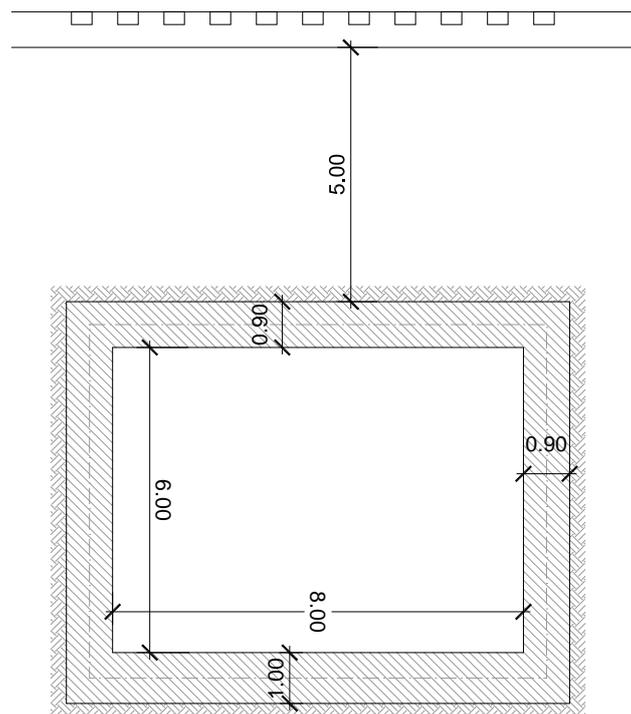


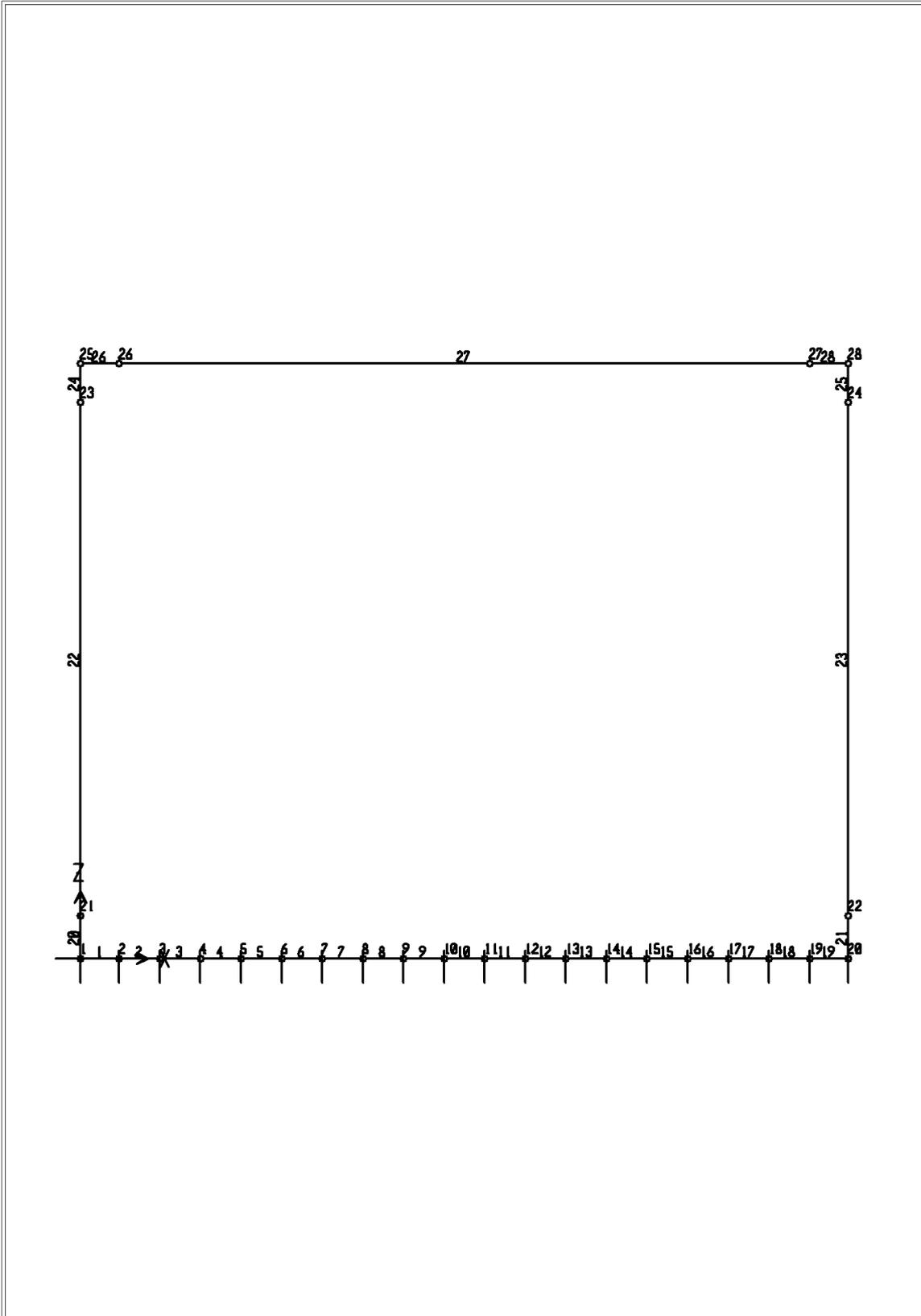
Figura 4 Sezione trasversale del tombino.

### 5.2. NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La geometria del manufatto è definita con un telaio piano. Nella Figura 5 sono indicate la numerazione dei nodi e delle aste del modello matematico. La soletta inferiore dello scatolare è stata suddivisa in 19 aste al fine di individuare i nodi in cui viene definita la rigidezza del terreno.

SAP2000

5.23.12 16:32:16



SAP2000 v7.00 - File:Ferroviario - Joint Springs - KN-m Units

**Figura 5 Numerazione nodi ed aste del modello.**

### 5.3. COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

Il sistema di vincoli esterni adottato è costituito dall'appoggio continuo della platea su di un terreno schematizzato alla Winkler. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno. Nella modellazione alla Winkler appunto, il coefficiente  $k$  della molla elastica equivalente rimane costante sotto ogni punto della fondazione in oggetto.

Per il calcolo di  $k$  si è adottato sia un approccio empirico, ricorrendo alle relazioni di Vesic e Terzaghi, sia uno analitico tramite un software F.E.M.

Le formulazioni empiriche hanno fornito i seguenti risultati:

➤ **Formula di Vesic**

$$k = 1/B \cdot 0,65 \cdot ((E_t \cdot B^4)/(E_f \cdot J_f))^{1/12} \cdot E_t / (1 - \nu^2)$$

con :  $E_t$  = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

$E_f$  = modulo elastico della fondazione;

$J_f$  = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  = lato corto della fondazione;

$\nu$  = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto:  $0,65 \cdot ((E_t \cdot B^4)/(E_f \cdot J_f))^{1/12}$  ha generalmente un valore prossimo all'unità, la formula può essere semplificata come segue:

$$k = 1/B \cdot E_t / (1 - \nu^2)$$

Supponendo di appoggiarsi (previo scotico dell'eventuale residua parte di strato limo-argilloso superficiale, caratterizzato da scadenti proprietà meccaniche) sullo strato ghiaioso sottostante, ed assumendo per questo un modulo elastico operativo pari a quello indicato in Tabella 5, la formula restituisce un valore di  $k$  pari a circa  $0,8 \text{ daN/cm}^3$ .

➤ **Formula di Terzaghi**

$$k = k_{\text{SPT}} \cdot ((B+30) / 2B)^2$$

con:  $B$  = lato corto della fondazione;

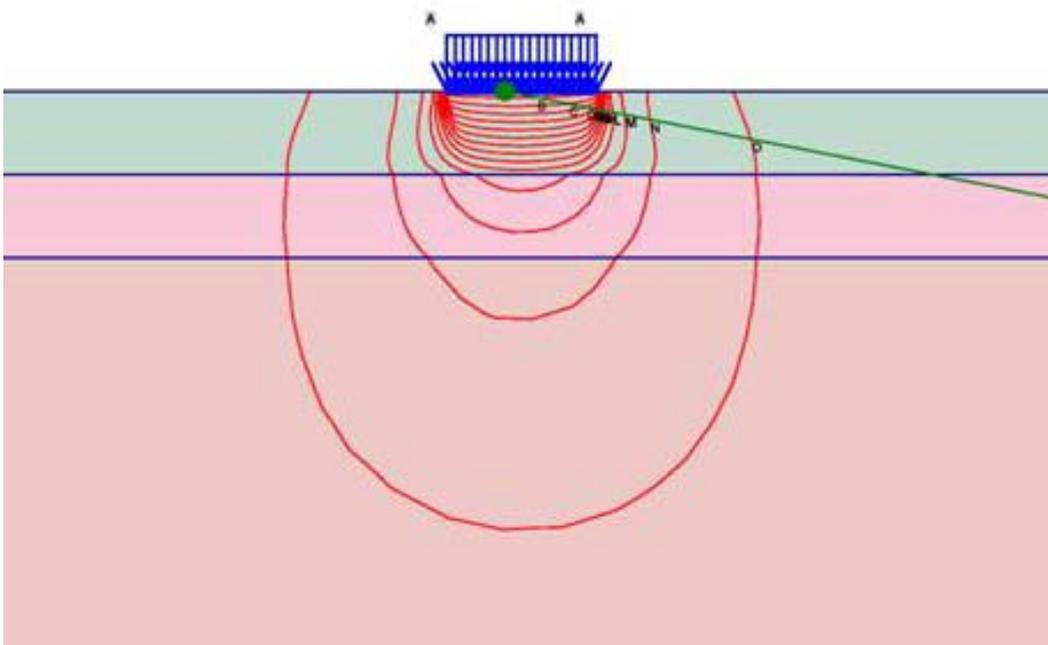
$$k_{\text{SPT}} = N_{\text{SPT}} / 7,8;$$

$N_{\text{SPT}}$  = numero medio di colpi ottenuti da prove S.P.T. nello strato di sottofondazione considerato.

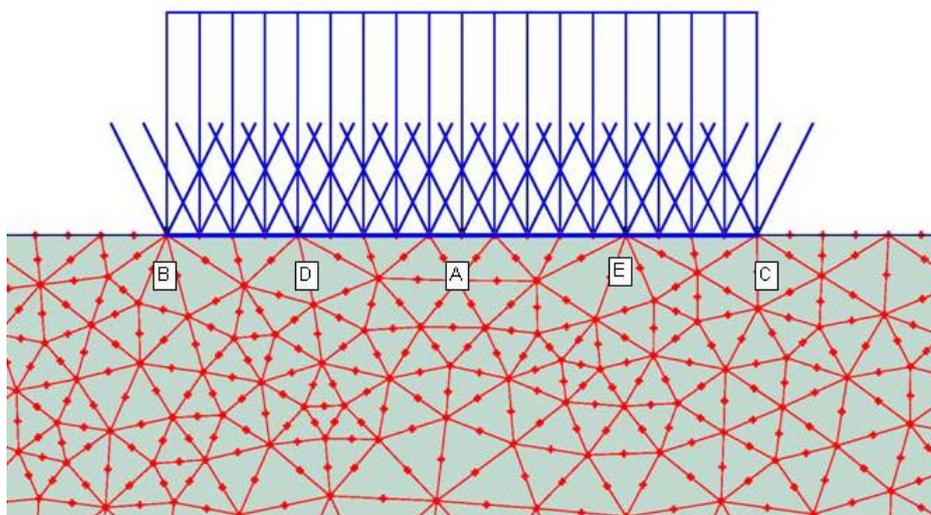
Assumendo le medesime ipotesi del caso precedente e, considerando come  $N_{\text{SPT}}$  il valore medio ottenuto dalle prove, la formula restituisce un valore di  $k$  pari a circa  $1,3 \text{ daN/cm}^3$ .

Nella trattazione ad elementi finiti, si è ricostruita la situazione stratigrafica reale, (sempre considerando di scoticare l'eventuale residua parte di materiale limo-argilloso, vedi figura 3) adottando per i terreni in esame un modello costitutivo elasto-plastico di tipo Mohr-Coulomb e i

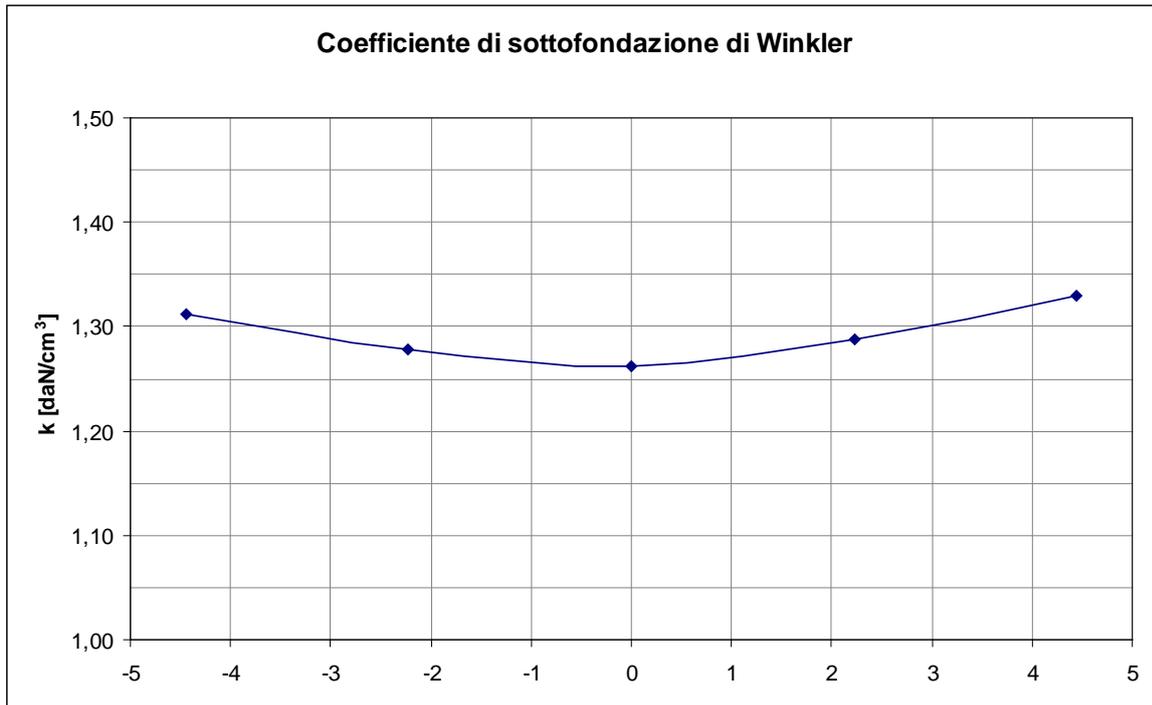
parametri indicati in Tabella 5. Si è quindi considerato il caso di una lastra, avente dimensioni uguali a quelle della soletta di base dello scatolare, caricata uniformemente e in modo incrementale fino ad un valore massimo corrispondente alla risultante dei carichi esterni verticali. Monitorando le curve di carico cedimento in cinque punti campione sotto la soletta (Figura 7) si è risaliti all'andamento del coefficiente di sottofondazione ottenuto come rapporto tra il carico applicato ed il cedimento ottenuto. Per ognuno dei punti monitorati si è quindi considerato il coefficiente medio fornito dal percorso di carico e l'andamento lungo la direzione del lato corto della soletta è rappresentato in Figura 8.



**Figura 6 Schematizzazione stratigrafica e linee di contour dei cedimenti.**



**Figura 7 Mesh di calcolo F.E.M. e localizzazione dei punti monitorati.**



**Figura 8 Andamento del coefficiente di sottofondazione di Winkler.**

Si può notare come tale coefficiente vari da un minimo di  $1,26 \text{ daN/cm}^3$  circa in corrispondenza della mezzaria della soletta fino a circa  $1,32 \text{ daN/cm}^3$  in corrispondenza dei piedritti. Si assumerà come valore di calcolo nella verifica strutturale dell'opera, un coefficiente di sottofondazione medio pari a  $1,30 \text{ daN/cm}^3$  costante sotto tutta la soletta stessa.

## 6. TOMBINO IDRAULICO SCATOLARE

Il tombino idraulico presenta una sezione libera di 8.0m x 6.0m ed una lunghezza di 25.0m. Si tratta di un manufatto scatolare gettato in opera avente le seguenti caratteristiche:

- Spessore soletta superiore 0.90 m
- Spessore piedritti 0.90 m
- Spessore soletta inferiore 1.00 m

Si considerano le intensità delle azioni permanenti e variabili previste dall'Istruzione delle F.S. del 13/01/1997 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Le procedure di verifica si basano sul metodo degli Stati Limite Ultimi, quale previsto dal D.M. 9/1/96 e dalla Istruzione delle F.S. del 13/01/1997.

L'estradosso della soletta dello scatolare è posto mediamente a 5.70 m sotto il piano del ferro.

Si analizza striscia unitaria di scatolare più sollecitata mediante un'analisi statica effettuata su un modello di calcolo a telaio piano.

### 6.1. ANALISI DEI CARICHI

Sono state prese in conto le seguenti condizioni di carico:

#### 6.1.1. Peso proprio (CDC1)

Il peso proprio della struttura è stato valutato considerando un peso di volume del c.a. pari a  $\gamma_{CA} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 6.1.2. Carichi permanenti agenti sulla soletta superiore

I carichi permanenti sono rappresentati dal peso del terreno agente sulla soletta superiore e dal peso della massicciata. Tali azioni sono state valutate in funzione della geometria e applicate come carichi uniformemente distribuiti su ciascuna asta.

Il carico trasmesso dal terreno risulta pari a:

$$g_1 = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 5.0 \text{ m} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Il carico trasmesso dalla massicciata risulta pari a:

$$g_2 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.8 \text{ m} = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

Avendo considerato una massicciata di spessore di 0.80 m ed uno spessore del corpo del rilevato pari a 5.0 m.

### 6.1.3. Carichi permanenti agenti sulle pareti verticali (CDC4 - CDC5)

Per il calcolo delle spinte del materiale costituente i rilevati si è fatto riferimento al coefficiente di spinta a riposo, considerando un angolo di attrito del rilevato pari a  $\varphi = 35^\circ$  e un peso di volume

$\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$ . Risulta,

$$k_0 = 1 - \text{sen} \varphi = 0.426$$

Le pressioni del terreno a tergo dei piedritti di sinistra e di destra sono pari a:

$$g_{3\text{min}} = (100 + 14.40 + 0.45 \times 20) \times 0.426 = 52.57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g_{3\text{max}} = 52.57 + (20 \times 6.95) \times 0.426 = 111.78 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Avendo assunto che la falda sia al di sotto della quota di fondazione del manufatto.

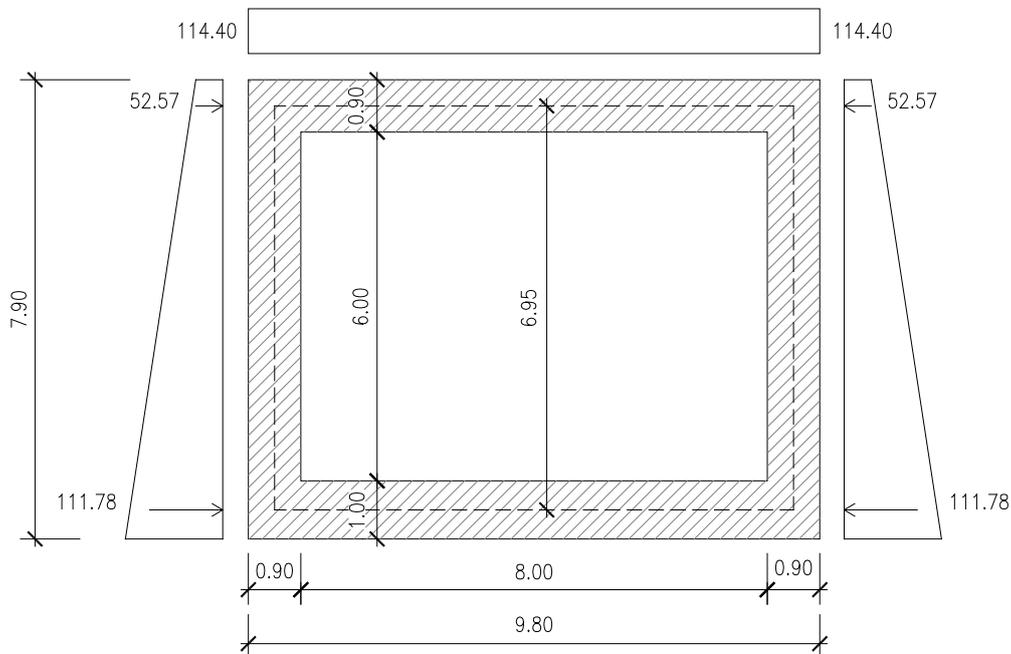


Figura 9 Carichi permanenti a ridosso dello scatolare.

### 6.1.4. Carichi variabili (CDC3)

I carichi verticali variabili vengono definiti per mezzo di modelli di carico, in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa in materia di sovraccarichi dei ponti ferroviari.

I carichi considerati sono:

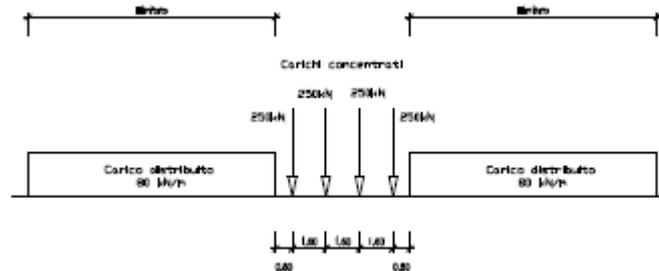
1. Treno tipo LM 71 che schematizza il traffico ferroviario normale.
2. Treni tipo SW2 che schematizzano il traffico ferroviario pesante.

Nell'opera in oggetto a causa della tipologia e delle dimensioni l'azione esercitata dagli schemi di carico del treno SW2 sono risultate le più critiche ai fini della determinazione delle sollecitazioni sulla struttura.

### 1. Treno di carico LM 71

Il treno di carico LM 71 è costituito da 4 assi verticali da 250 kN con interasse di 1.60m e carico distribuito (segmentabile) di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

La distribuzione dei carichi del treno LM 71 è rappresentata in Figura 10.



**Figura 10 Treno di carico LM 71.**

Per un solo binario caricato, alla quota di estradosso dello scatolare i carichi concentrati del treno LM 71 si ripartiscono uniformemente nella direzione del binario stesso, su una distanza pari a:

$$L_t = 3 \cdot 1.60 + 2 \cdot H_{ballast} \cdot \frac{1}{4} + 2 \cdot H_t \cdot \tan \varphi + 2 \cdot \frac{H_{sol}}{2} = 12.93 m > 6.40 m$$

dove

$$H_{ballast} = 0.45 m$$

$$H_t = 5.0 m$$

$$H_{sol} = 0.90 m$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Tale valore risulta superiore a 9.80m, che rappresenta la larghezza dello scatolare.

Mentre nella direzione trasversale del binario i carichi si ripartiscono uniformemente su una distanza di:

$$L_t = 2.60 + 2 \cdot H_{ballast} \cdot \frac{1}{4} + 2 \cdot H_t \cdot \tan \varphi + 2 \cdot \frac{H_{sol}}{2} \cong 10.73 m$$

Quindi per una fetta di scatolare al di sotto del binario, per un binario di carico, abbiamo sulla soletta superiore un carico pari a:

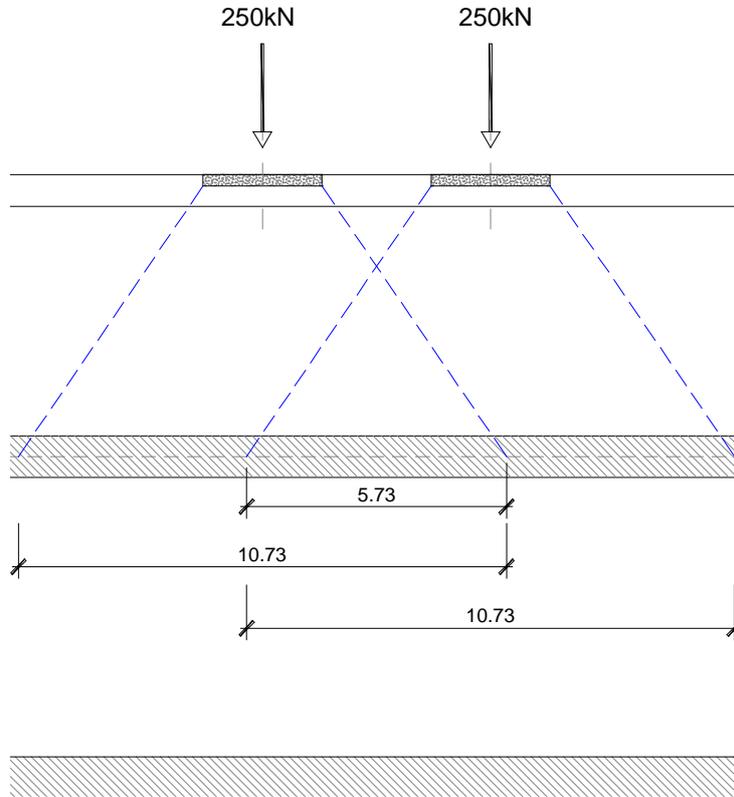
$$Q_{[Distribuito]} = \frac{80 kN / m}{L_t} = 7.5 kN / m^2$$

$$Q_{[Concentrato]} = \frac{4 \cdot 250 kN}{L_t \cdot L_t} = 9.5 kN / m^2$$

Per due binari caricati, abbiamo invece una striscia di scatolare interessata dai carichi relativi ad entrambi i binari (Figura 11), pertanto, su tale striscia l'azione agente sulla soletta superiore dello scatolare risulta:

$$q_{1[Distribuito]} = 2 \cdot \frac{80kN/m}{L_t} = 15.0kN/m^2$$

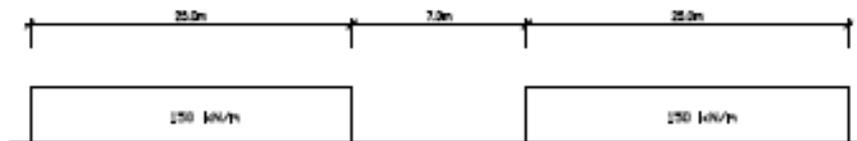
$$q_{1[Concentrato]} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 250kN}{L_t \cdot L_l} = 19.0kN/m^2$$



**Figura 11 Distribuzione trasversale dei carichi concentrati per il treno di carico LM 71.**

## 2. Treno di carico SW2

Per il treno di carico SW2 si considera una coppia di carichi distribuiti da 150kN/m per uno sviluppo di 25m e distanziati di 7m l'uno dall'altro (Figura 12).



**Figura 12 Treno di carico SW2.**

Anche in questo caso vale quanto detto in precedenza in riferimento alla sovrapposizione dei carichi a causa del doppio binario (Figura 11).

Ne risulta che il carico distribuito agente sulla soletta superiore dello scatolare, in corrispondenza del singolo binario caricato, è pari a:

$$Q_{[Distribuito]} = \frac{150kN/m}{L_t} = 14.0kN/m^2$$

Nella zona di sovrapposizione dei carichi per il contemporaneo carico sui due binari si ha:

$$q_{1[Distribuito]} = 2 \cdot \frac{150kN/m}{L_t} = 28.0kN/m^2$$

**Da quanto esposto risulta che la contemporanea presenza di due treni di carico di tipo SW2, con sovraccarico distribuito pari a  $q_{1[Distribuito]} = 28.0kN/m^2$ , risulta la più gravosa.**

### 3. Incremento di carico dinamico

L'incremento del carico dinamico è stato valutato in funzione del coefficiente dinamico  $\Phi$ .

Le sollecitazioni prodotte staticamente dai modelli di carico sono state incrementate da un coefficiente dinamico calcolato assimilando la struttura ad una portale multiplo schematizzato da una trave continua a tre campate pari alle altezze dei piedritti e dei traversi secondo le Istruzioni FF.SS.

La luce dei piedritti è pari a 6.9 m e la luce della soletta superiore è pari a 8.9m.

$$L_\phi = kL_m = 9.84m$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.5$$

#### 6.1.5. Carichi uniformi verticali sulla soletta dello scatolare

Da quanto detto nei punti 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 6.1.4 i carichi uniformi verticali agenti sulla soletta superiore dello scatolare risultano:

$$Peso\ proprio = 25kN/m^3 \cdot 0.9m = 22.5kN/m^2$$

$$Carichi\ permanenti = 114.4kN/m^2$$

$$N^{\circ}2\ Treni\ di\ carico\ SW2 = q_1 \times \phi_3 = 1.5 \cdot 28kN/m^2 = 42kN/m^2$$

#### 6.1.6. Spinte orizzontali dovute ai sovraccarichi accidentali (CDC7 – CDC8)

I carichi accidentali che insistono sul rilevato determinano l'insorgere di spinte orizzontale agenti lungo i piedritti del tombino. Il valore di tale carico orizzontale è stato valutato considerando il caso di spinta a riposo del terreno, ne risulta quindi:

##### Treno tipo LM 71

$$q_{2[Distribuito]} = 15 \times 1.5 \times 0.426 \cong 10kN/m^2$$

$$q_{2[Concentrato]} = 19 \times 1.5 \times 0.426 \cong 12kN/m^2$$

##### Treno tipo SW2

$$q_{2[Distribuito]} = 28 \times 1.5 \times 0.426 \cong 18kN/m^2$$

### 6.1.7. Azione longitudinale di frenatura (CDC10)

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento agenti sulla sommità dei binari ed in direzione longitudinale degli stessi valgono secondo quanto indicato nella seguente tabella:

SOLLECITAZIONE	TRENO DI CARICO	CARICO [kN/m]
Avviamento	LM 71 – SW0 – SW2	33
Frenatura	LM 71 – SW0	20
Frenatura	SW2	35

Risulta quindi:

$$FA_{SW0-SW2-LM71} = 33kN / m \cdot 9.80m = 324kN / \text{Binario}$$

$$FF_{LM71} = 20kN / m \cdot 9.80m = 196kN / \text{Binario}$$

$$FF_{SW2} = 35kN / m \cdot 9.80m = 343kN / \text{Binario}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute all'avviamento e alla frenatura si considera che gli sforzi si distribuiscono all'interno del ballast con una pendenza pari a  $\frac{1}{4}$ , mentre nel terreno si considera una ripartizione secondo l'angolo  $\varphi$ . Data la distanza tra i due binari, l'area di influenza del convoglio in frenatura non interferisce con l'area di influenza del convoglio in fase di accelerazione.

L'azione della componente di frenatura su una fetta unitaria di scatolare dovuta a due binari affiancati è:

$$q_{3Avv/Fren.} = 343kN \cdot 2 / (10.73 / 9.80)m = 6.54kN / m^2$$

### 6.1.8. Spinte orizzontali dovute alla piena (CDC6)

All'interno del tombino il livello idrico massimo di piena, per un tempo di ritorno di 200 anni risulta pari a circa 3.30m. In queste condizioni sulla platea di fondazione del manufatto e sulle pareti laterali insiste una pressione idrica assimilabile alla pressione idrostatica corrispondente ad un tale tirante idrico. Quindi risulta:

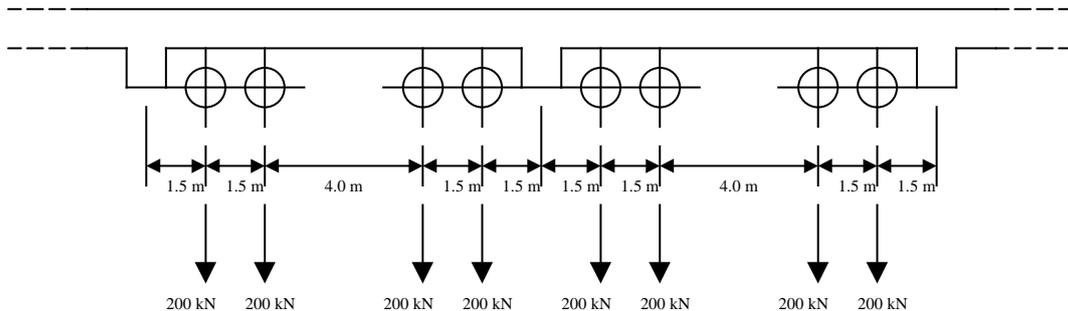
$$q_4 = 10kN / m^3 \cdot 3.30m = 33kN / m^2$$

### 6.1.9. Azione sismica (CDC11)

Le azioni sismiche orizzontali vengono valutate secondo quanto riportato nell'ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del marzo 2003.

Per la zona in esame si può assumere un'accelerazione massima su suolo di categoria A pari a 0.05g. Per un terreno di fondazione di tipo C ( $S = 1.25$ ) si ha un coefficiente sismico orizzontale pari a  $k_h = S \times ag = 1.25 \times 0.05 = 0.0625g$ .

In osservanza alle prescrizioni contenute nell'istruzione FS 44/b, la verifica in condizioni sismiche viene condotta considerando un particolare sovraccarico detto "treno sismico", avente le caratteristiche riportate in Figura 13.



**Figura 13 Treno di carico sismico.**

La risultante del sovraccarico da considerarsi viene valutata secondo la seguente espressione:

$$Q_s = s \cdot Q_t$$

dove:

$Q_t$  rappresenta il peso degli assi da 200 kN del treno teorico, disposti ad interasse come in Figura 13, che agiscono al di sopra del manufatto.

$s = 1 + 0,5 \cdot (n - 1)$  rappresenta il coefficiente di contemporaneità di transito di più treni ed  $n$  il numero di binari previsti.

Si considera una striscia di scatolare di larghezza unitaria e due binari,  $s = 2$ .

In relazione alla larghezza  $B$  dello scatolare si avrà un numero  $N = 4$  di assi di carico che interessano lo scatolare per cui la risultante del treno sismico vale:

$$Q_s = 1600 \text{ kN}$$

Il treno sismico viene ripartito su un'impronta definita da  $L_p = 9.80 \text{ m}$ ,  $L_t = 10.73 \text{ m}$  e valutato per 1 m fuori piano, risulta:

$$q_s = 1600 \text{ kN} / (9.80 \times 10.73) \text{ mq} = 15.22 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica orizzontale e verticale corrispondente vale:

$$q_{sh} = q_s \cdot k_s = 0.95 \text{ kN/m}$$

$$q_{sv} = q_s \cdot k_v = 0.48 \text{ kN/m}$$

La spinta orizzontale sui piedritti, dovuta al treno sismico risulta pari a:

$$q_{sq-h} = k_0 \cdot q_s = 6.5 \text{ kN/m}$$

Accanto alle azioni del sovraccarico si valutano le spinte del terreno di rinfilo in condizioni sismiche, le forze d'inerzia dello scatolare e del rilevato.

Per le strutture in elevazione a diretto contatto con il terreno l'incremento di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche è stata valutata secondo la formulazione di Mononobe – Okabe. Da

cui risulta un coefficiente di spinta attivo dinamico pari a  $K_{ae} = 0.30$  e un coefficiente di spinta attivo statico pari a  $K_a = 0.27$ .

L'eccesso di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche, valutata in asse alla soletta superiore ed inferiore dello scatolare risulta:

$$F_{t-h \min} = \gamma_t \cdot h_{\min} \cdot \Delta K_{ae} = (20 \times 5.45 + 18 \times 0.8) \times (0.30 - 0.27) = 3.70 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{t-h \max} = \gamma_t \cdot h_{\min} \cdot \Delta K_{ae} = (20 \times 12.40 + 18 \times 0.8) \times (0.30 - 0.27) = 7.87 \text{ kN/m}^2$$

La risultante risulta quindi pari a  $F_{t-h} = (7.87 + 3.70) / 2 \times 6.95 = 40.20 \text{ kN/m}^2$

L'azione sismica connessa alle masse del ballast e del terreno del rilevato è valutata attraverso la relazione seguente:

$$F_{c-h} = k_h \times W = 0.0625 \times (20 \times 5 + 18 \times 0.8) = 7.15 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c-v} = k_v \times W = 7.15 / 2 = 3.575 \text{ kN/m}^2$$

dove,

$W = P$  indica le masse dei carichi permanenti.

L'azione sismica orizzontale legata alla massa della soletta superiore risulta:

$$F_{s1-h} = k_h \times 0.90 \times 25 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa della soletta inferiore risulta:

$$F_{s2-h} = k_h \times 1.00 \times 25 = 1.56 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa dei piedritti risulta:

$$F_{p-h} = k_h \times 0.90 \times 25 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

L'azione sismica sulla massa della struttura viene applicata al modello tramite i moltiplicatori gravitazionali.

In definitiva si ha:

#### Soletta superiore

$$F_v = 15.22 + 3.575 = 18.80 \text{ kN/m}^2$$

$$F_o = 7.15 \text{ kN/m}^2$$

#### Piedritto Sx

$$F_{t, sup.} = 6.50 + 3.70 = 10.20 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{t, inf.} = 6.50 + 7.87 = 14.37 \text{ kN/m}^2$$

#### Piedritto Dx

$$F_{t, sup.} = 3.70 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{t, inf.} = 7.87 \text{ kN/m}^2$$

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

---

## 6.2. COMBINAZIONI DI CARICO E DETERMINAZIONE DELLE SOLECITAZIONI

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 1.7.4.3.2.1 dall'Istruzione delle F.S. del 13/1/1997 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo".

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 1.7.4.2 e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 1.7.4.3.2. delle norme ferroviarie (13/01/1997).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 1.7.4.3.2. delle norme ferroviarie (13/01/1997).

## 6.3. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	CDC	Tipo	Sigla Id
1	CDC1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	CDC2	Gk	CDC=Gk (permanente)
3	CDC3	Gk	CDC=Qk (sovraccarico in soletta)
4	CDC4	Gk	CDC=Qk (spinta terre a riposo)
5	CDC5	Gk	CDC=Qk (spinta terre a riposo -100% Sx-75% Dx)
6	CDC6	Qk	CDC=Qk (spinta idraulica -terreno+falda+sottospinta)
7	CDC7	Qk	CDC=Qk (spinta sovraccarico da dx)
8	CDC8	Qk	CDC=Qk (spinta sovraccarico da sx)
9	CDC9	Qk	CDC=Qk (Accidentale in fondazione)
10	CDC10	Qk	CDC=Qk (frenatura sx )
11	CDC11	Qk	CDC=Qk (sisma)

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Al fine di determinare le combinazioni come da norma si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

<b>a</b>	PERMANENTI + PORTATI
<b>b</b>	SPINTE
<b>c</b>	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
<b>d</b>	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
<b>e</b>	FRENATURA
<b>f</b>	FORZA CENTRIFUGA
<b>g</b>	VENTO
<b>h</b>	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
<b>i</b>	ACCIDENTALI DIVERSI
<b>j</b>	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
<b>k</b>	AZIONI SISMICHE VERTICALI

Le precedenti condizioni elementari di calcolo (CDC) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE, come da seguente prospetto.

SPINTE A RIPOSO al 100%												
CMB		peso proprio della struttura	permanente	sovraccarico in soletta	spinta terre a riposo	spinta terre a riposo -100% Sx-75% Dx	spinta idraulica - terreno+falda+sottospinta	spinta sovraccarico da dx	spinta sovraccarico da sx	Accidentale in fondazione	frenatura sx	sisma
SLU1	gr1a	1.4	1.4	1.5	1.4	0	0	1.5	1.5	1.2	0.75	0
SLU2	gr1b	1.4	1.4	1.5	1.4	0	1.4	0	1.5	0	0.75	0
SLU3	gr3	1.4	1.4	1.5	1.4	0	0	0	1.2	1.2	0.75	0
SLU4	gr4	1.4	1.4	1.2	1.4	0	0	1.2	1.2	1.2	1.5	0
SLU5	gr5	1.4	1.4	0.75	1.4	0	0	0	0.75	1.2	0.75	0
SISMICA		1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	1
RA1	gr1a	1	1	1	1	0	0	0	1	0.8	0	0
RA2	gr1b	1	1	1	1	0	0	1	1	0.8	0	0
FR1	gr6	1	1	0.8	1	0	0	0.8	0.8	0	0.8	0
FR2	gr6	1	1	0.8	1	0	0	0	0.8	0	0.8	0
QP	gr4	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0

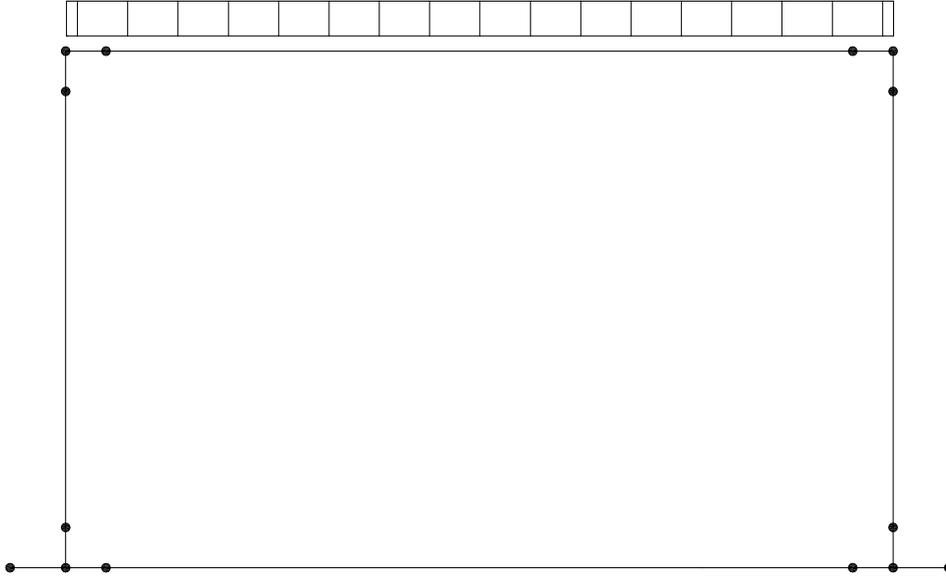
LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

<b>SPINTE A RIPOSO al 75%</b>												
CMB		peso proprio della struttura	permanente	sovraccarico in soletta	spinta terre a riposo	spinta terre a riposo -100% Sx-75% Dx	spinta idraulica - terreno+falda+sottospinta	spinta sovraccarico da dx	spinta sovraccarico da sx	Accidentale in fondazione	frenatura sx	sisma
		CDC1	CDC2	CDC3	CDC4	CDC5	CDC6	CDC7	CDC8	CDC9	CDC10	CDC11
SLU1	gr1a	1.4	1.4	1.5	0	1.4	0	1.5	1.5	1.2	0.75	0
SLU2	gr1b	1.4	1.4	1.5	0	1.4	1.4	0	1.5	0	0.75	0
SLU3	gr3	1.4	1.4	1.5	0	1.4	0	0	1.2	1.2	0.75	0
SLU4	gr4	1.4	1.4	1.2	0	1.4	0	1.2	1.2	1.2	1.5	0
SLU5	gr5	1.4	1.4	0.75	0	1.4	0	0	0.75	1.2	0.75	0
SISMICA		1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1
RA1	gr1a	1	1	1	0	1	0	0	1	0.8	0	0
RA2	gr1b	1	1	1	0	1	0	1	1	0.8	0	0
FR1	gr6	1	1	0.8	0	1	0	0.8	0.8	0	0.8	0
FR2	gr6	1	1	0.8	0	1	0	0	0.8	0	0.8	0
QP	gr4	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata.

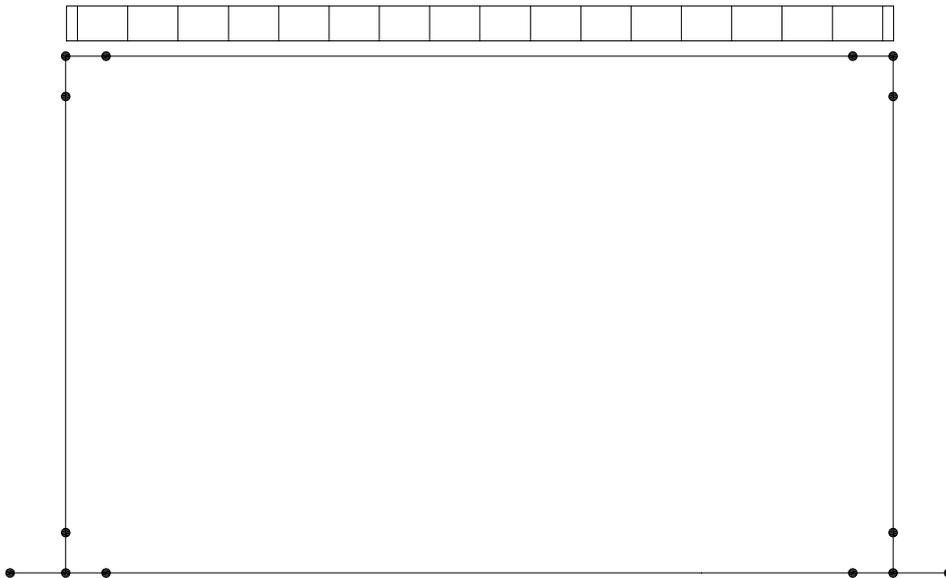
**6.3.1. Schemi di carico**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO *CDC1 + CDC2***



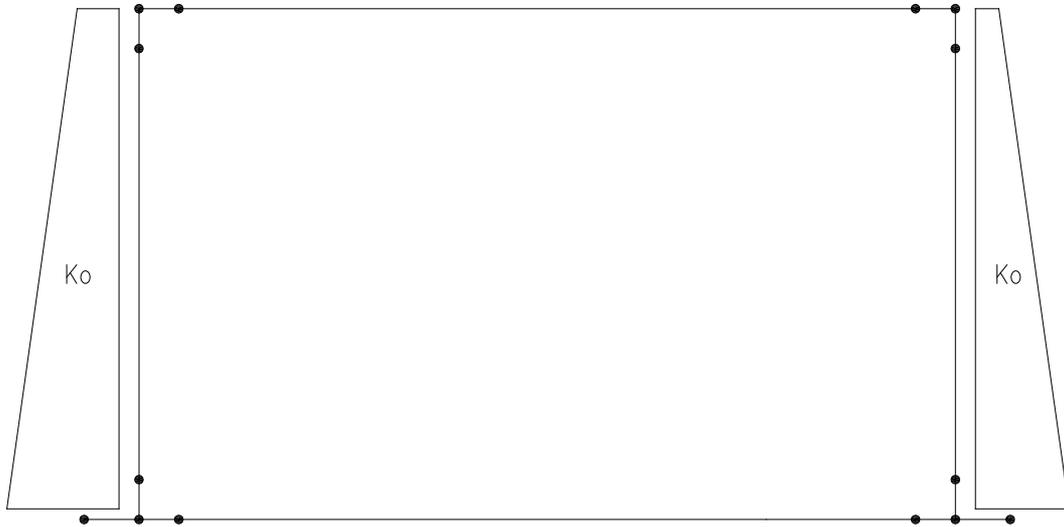
**Sovraccarico in soletta**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO *CDC3***



**Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC4**



**Spinta delle terre a riposo**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC5**



**Spinta delle terre dissimmetriche**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC6**



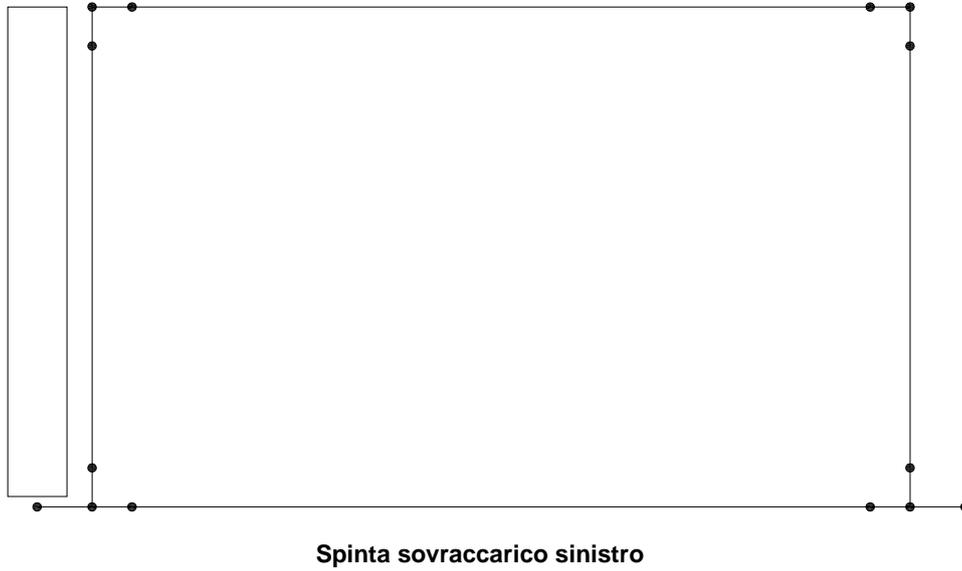
**Spinta idraulica interna**

**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC7**

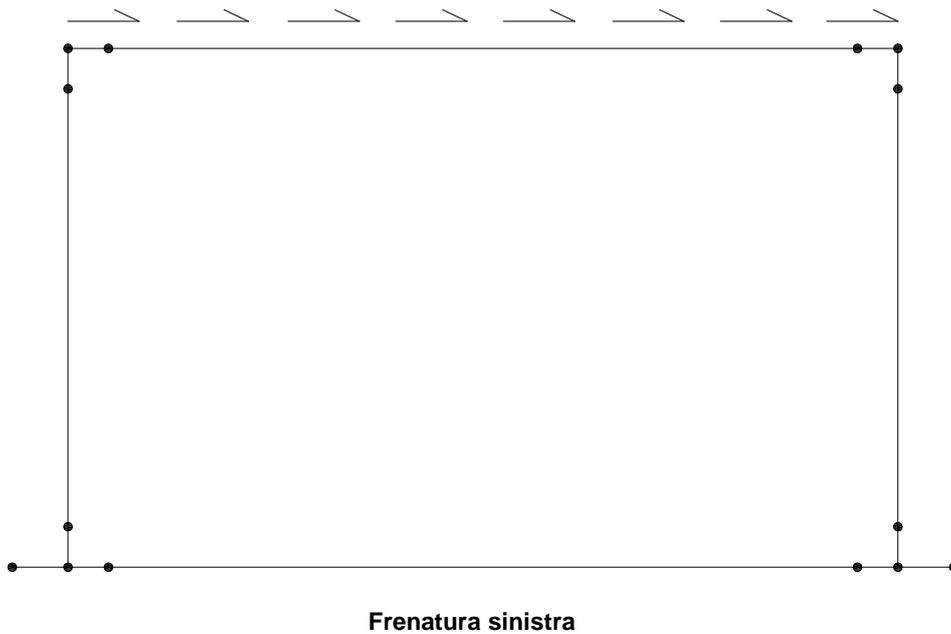


**Spinta sovraccarico destro**

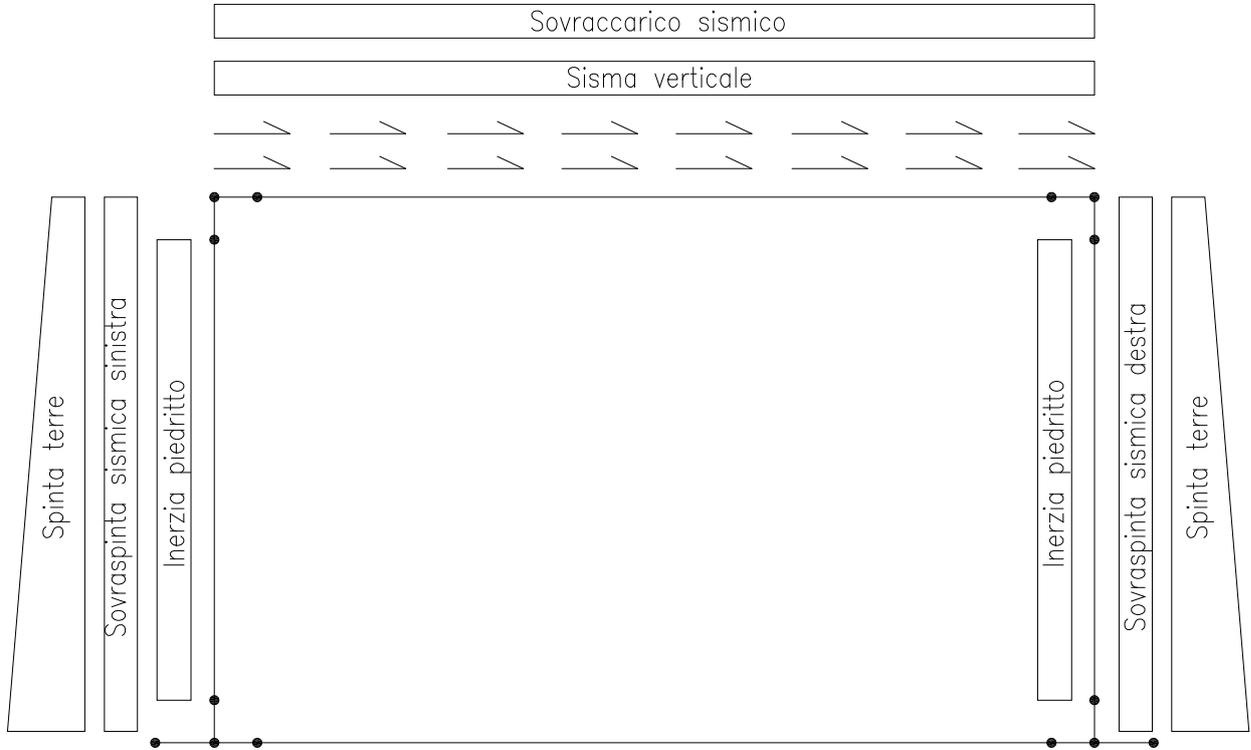
**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC8**



**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC10**



**SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC11**

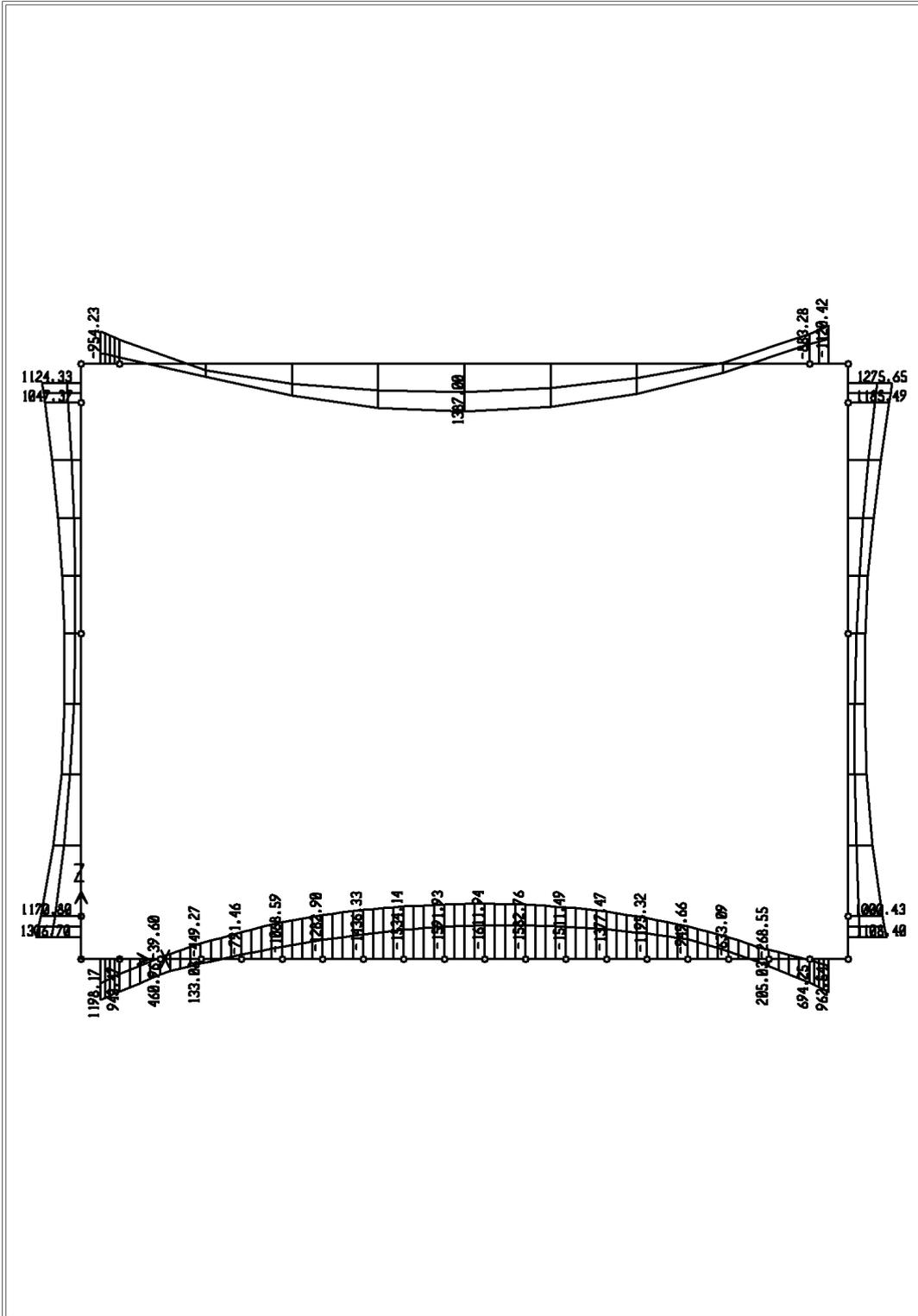


**Condizione di carico sismico**

6.3.2. Diagrammi involuppo sollecitazioni

SAP2000

5.24.12 9:38:40



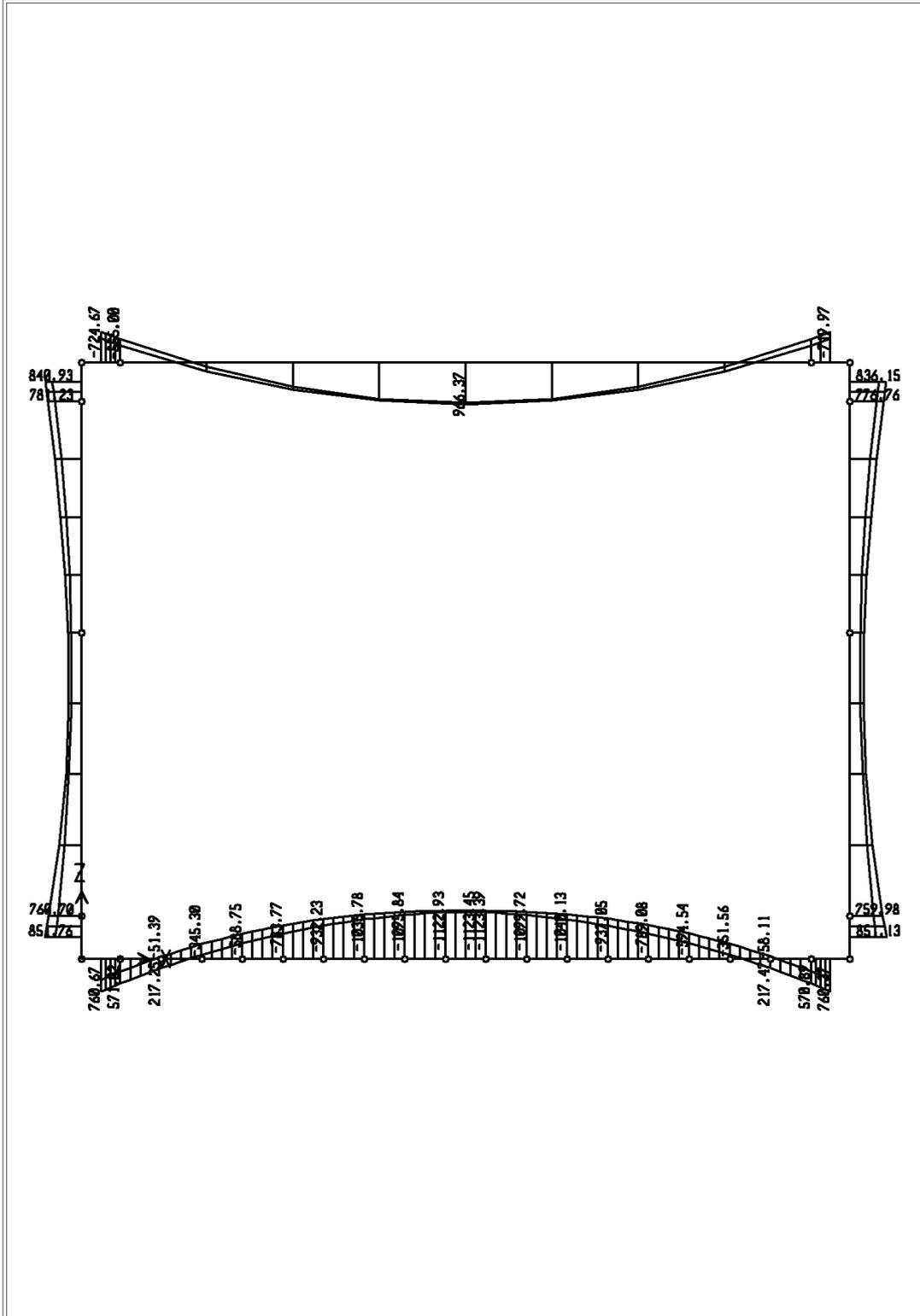
SAP2000 v7.00 - File:Ferrovuario - Moment 3-3 Diagram (ENVSLU) - KN-m Units

Inviluppo momenti SLU



SAP2000

5.24.12 9:39:11



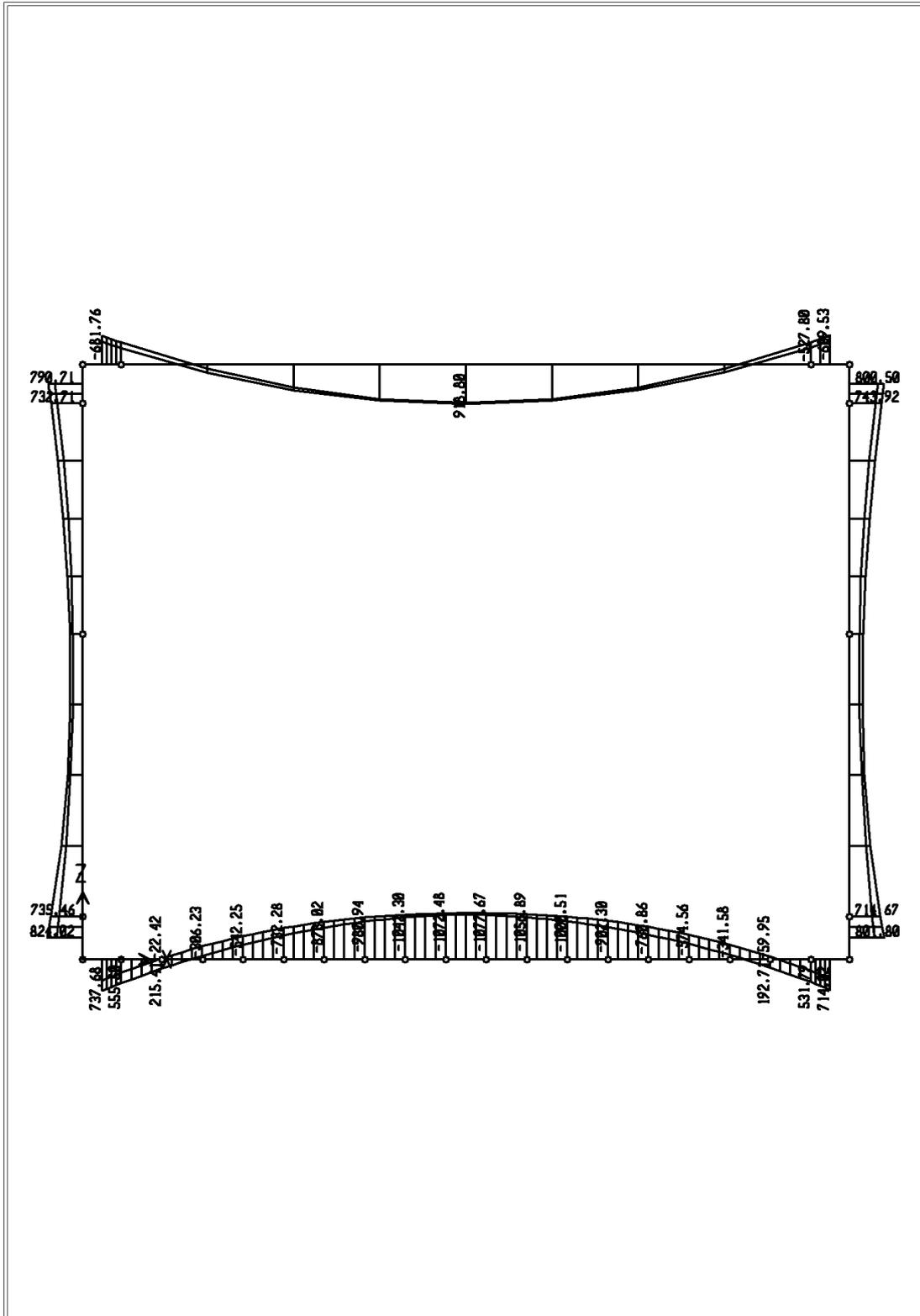
SAP2000 v7.00 - File:Ferrovioario - Moment 3-3 Diagram (INVRA) - KN-m Units

**Involuppo momenti combinazione rara**

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

SAP2000

5.24.12 9:39:26



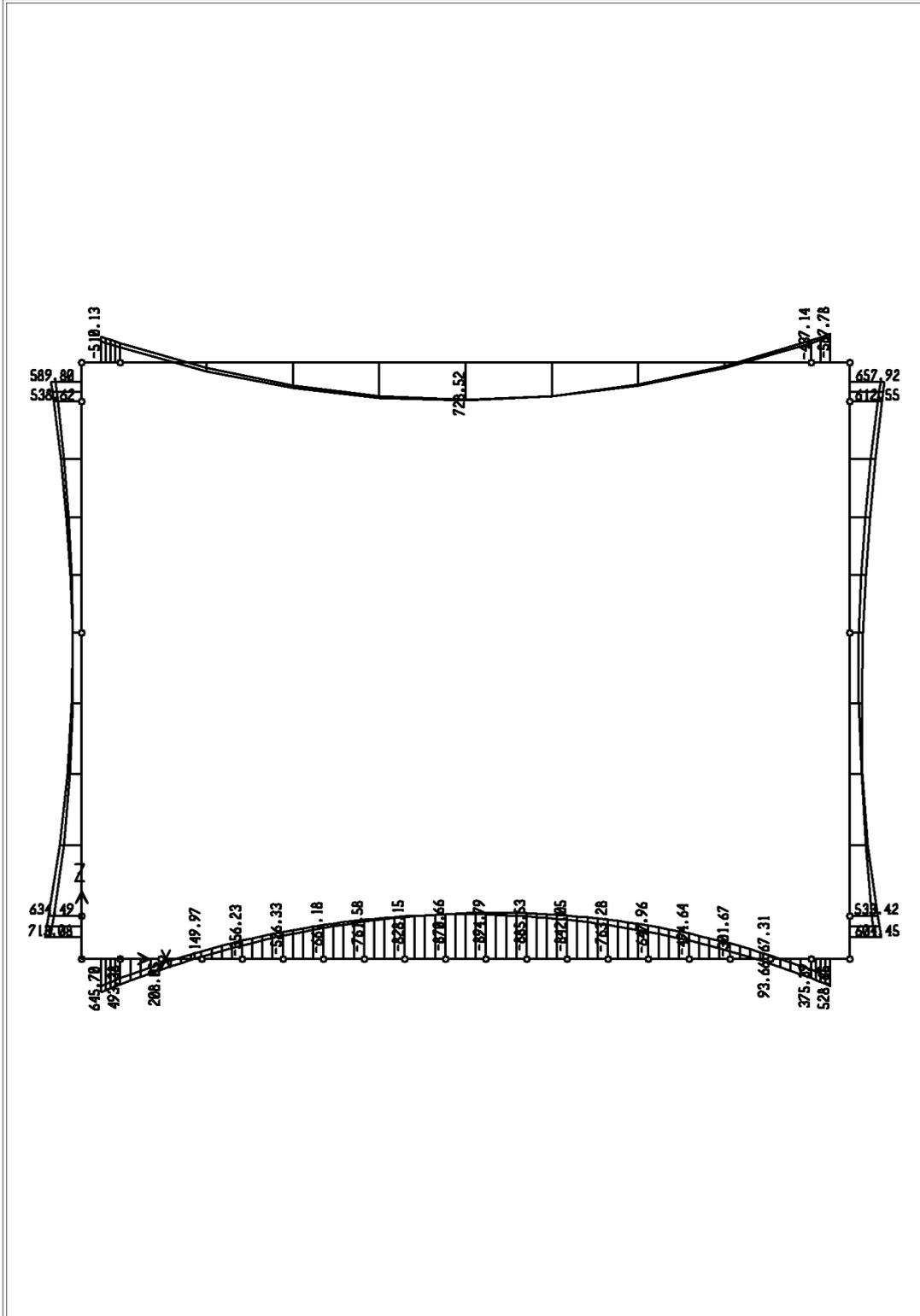
SAP2000 v7.00 - File:Ferrovuario - Moment 3-3 Diagram (INVFR) - KN-m Units

**Involuppo momenti combinazione frequente**

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

SAP2000

5.24.12 9:39:42



SAP2000 v7.00 - File:Ferrovioario - Moment 3-3 Diagram (INVQP) - KN-m Units

**Involuppo momenti combinazione quasi permanente**

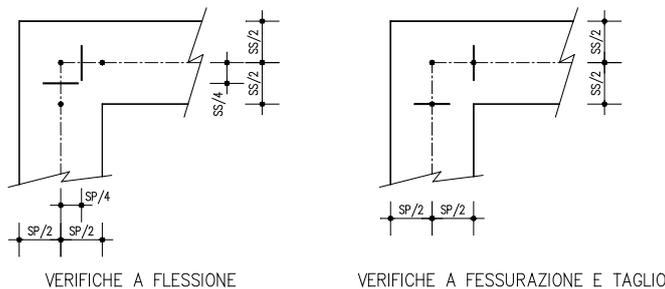
## 7. VERIFICHE DI RESISTENZA E A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato Istruzioni 13/01/1997.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nel D.M. 09/01/1996 e per le condizioni di carico previste nelle Istruzioni 13/01/1997, cioè valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti ferroviari. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per strutture in condizioni aggressive ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm}$  - per elementi a permanente contatto con il terreno

$w_k \leq 0.20 \text{ mm}$  - per tutti gli altri elementi

Nel caso in cui  $C/C_{min} \geq 1.5$   $w_1 = 0.10 \times 1.5 = 0.15 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Rara: si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ , mentre per la condizione di carico quasi permanente deve essere  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ .

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono condotte col codice di calcolo automatico SEZ CA (rel.1.0)

- Protec Editrice.

Verifica delle tensioni nell'acciaio: per la condizione di carico rara deve essere  $\sigma_f < 0.65 f_{yk}$ .

## 7.1. SOLETTA SUPERIORE

Le sollecitazioni di verifica sono riportate nelle tabelle seguenti.

<b>SOLETTA INCASTRO</b>		
	<b>Mmax (kNm)</b>	<b>Tmax (kN)</b>
<b>SLU - STATICA + SISMICA</b>	-1120.42	1060.21
<b>SLE - RARA</b>	-724.67	/
<b>SLE - FREQUENTE</b>	-599.95	/
<b>SLE – QUASI PERMANENTE</b>	-437.14	/

<b>SOLETTA MEZZERIA</b>		
	<b>Mmax (kNm)</b>	<b>Tmax (kN)</b>
<b>SLU - STATICA + SISMICA</b>	1387.00	/
<b>SLE - RARA</b>	966.37	/
<b>SLE - FREQUENTE</b>	918.80	/
<b>SLE – QUASI PERMANENTE</b>	728.52	/

Nota: M positivo se tende le fibre interne e N positivo se di compressione.

### 7.1.1. Incastro

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	90 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 = 42.25 \text{ cm}^2$
Copriferro 1°strato c1	6.90 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	$1\phi 26/20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Copriferro 2°strato c2	11.80 cm
Armatura Compresa A'a	$1\phi 26/20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.90 cm

Le sollecitazioni per l'acciaio sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

*7.1.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione*

Sollecitazioni di verifica (statica):

$N = 0.00 \text{ kN}$

$M = 1120.43 \text{ kNm}$

Sollecitazioni ultime:

$N_u = 0.00 \text{ kN}$

$M_u = 1919.52 \text{ kNm}$

Coef. sicurezza = 1.713

7.1.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

**VERIFICA SEZIONE 100x90 cm (soletta)**

Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)

$$V_l = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	90	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	ρ = As/A <sub>c</sub>	V <sub>l</sub> kN	V <sub>l,tot</sub> kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA non SODDISFATTA
1φ26/20 + 1φ20/20	42,25	0,0046944	<b>350,76</b>	676,75	1060,21	
1φ26/20	26,55	0,0029500	<b>325,98</b>			

verifica della sezione con armature a taglio

**a) Verifica calcestruzzo**

$$V_{cu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} / 1,6 = 18,16 \text{ N/mm}^2$$

a1)  $V_{cu} = 4902,19 \text{ kN} > V_{du}$

**b) Verifica armature**

b1)  $V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$

b2)  $V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d) / s$

con:

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 373,91 \text{ MPa}$$

Si ha:

$$A_{sw} = 7,700 \text{ cm}^2 = \text{Spille } \phi 14/20 \times 40$$

$$s = 40 \text{ cm}$$

b1)  $V_{cd} = 681,80 \text{ kN}$

b2)  $V_{wd} = 583,02 \text{ kN} > V_{du} / 2 = 530,105 \text{ kN}$

$V_r = V_{cd} + V_{wd} =$	<b>1264,82</b>	<b>kN &gt;</b>	$V_{du} =$	<b>1060,21</b>	<b>kN</b>
---------------------------	----------------	----------------	------------	----------------	-----------

*7.1.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)*

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{\min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 724.67 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 5.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 153.83 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.150 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

*7.1.1.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)*

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{\min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 599.95 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.104 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

*7.1.1.5. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)*

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 437.14 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.47 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.1.2. Mezzeria

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	90 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 26/20 + 1\phi 26/20 = 53.10 \text{ cm}^2$
Copriferro 1°strato c1	6.90 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	$1\phi 20/10 = 31.40 \text{ cm}^2$
Copriferro 2°strato c2	11.80 cm
Armatura Compresa A'a	$1\phi 26/20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.90 cm

Le sollecitazioni per l'acciaio sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

#### 7.1.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

N = 0.00 kN

M = 1387.00 kNm

Sollecitazioni ultime:

Nu = 0.00 kN

Mu = 2335.89 kNm

Coeff. sicurezza = 1.684

#### 7.1.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm} \cdot C/C_{\min} = 0.30 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 966.37 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 7.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 167.00 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.155 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

#### 7.1.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{\min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 918.80 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.144 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

#### 7.1.2.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 728.52 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.32 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

## 7.2. SOLETTA DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni di verifica sono riportate nelle tabelle seguenti.

FONDAZIONE INCASTRO		
	Mmax (kNm)	Tmax (kN)
SLU - STATICA + SISMICA	1198.17	1070.75
SLE - RARA	760.67	/
SLE - FREQUENTE	640.60	/
SLE - QUASI PERMANENTE	493.38	/

FONDAZIONE MEZZERIA		
	Mmax (kNm)	Tmax (kN)
SLU - STATICA + SISMICA	-1611.94	/
SLE - RARA	-1123.39	/
SLE - FREQUENTE	-1085.47	/
SLE - QUASI PERMANENTE	-894.79	/

Nota: M positivo se tende le fibre interne e N positivo se di compressione.

### 7.2.1. Incastro

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	100 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	1 $\phi$ 26/20 + 1 $\phi$ 20/20 = 42.25 cm <sup>2</sup>
Copriferro 1°strato c1	6.90 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	1 $\phi$ 20/20 = 15.70 cm <sup>2</sup>
Copriferro 2°strato c2	11.80 cm
Armatura Compressa A'a	1 $\phi$ 26/20 = 26.55 cm <sup>2</sup>
Copriferro armatura compressa c'	6.90 cm

Le sollecitazioni per l'acciaio sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

*7.2.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione*

Sollecitazioni di verifica (statica):

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 1198.17 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni ultime:

$$N_u = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_u = 1858.92 \text{ kNm}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 1.551$$

7.2.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

**VERIFICA SEZIONE 100x100 cm**

Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)

$$Vl = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mmq	fctd N/mmq	r = 1,6-d	bw cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	100	1

Armatura	As cmq	ρ = As/Ac	Vl kN	Vl,tot kN	Vdu kN	VERIFICA non SODDISFATTA
1φ26/20 + 1φ20/20	42,25	0,0042250	<b>382,33</b>	722,75	1070,55	
1φ20/20	15,7	0,0015700	<b>340,42</b>			

verifica della sezione con armature a taglio

**a) Verifica calcestruzzo**

$$V_{cu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} / 1,6 = 18,16 \text{ N/mmq}$$

a1)  $V_{cu} = 5446,88 \text{ kN} > V_{du}$

**b) Verifica armature**

b1)  $V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$

b2)  $V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d) / s$

con:

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 373,91 \text{ MPa}$

Si ha:

$A_{sw} = 7,700 \text{ cmq} = \text{Spille } \phi 14/20 \times 40$   
 $s = 40 \text{ cm}$

b1)  $V_{cd} = 757,55 \text{ kN}$

b2)  $V_{wd} = 647,80 \text{ kN} > V_{du} / 2 = 535,275 \text{ kN}$

$V_r = V_{cd} + V_{wd} =$	<b>1405,36</b>	<b>kN &gt;</b>	$V_{du} =$	<b>1070,55</b>	<b>kN</b>
---------------------------	----------------	----------------	------------	----------------	-----------

### 7.2.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 760.67 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 5.24 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 1647.2 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.146 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.2.1.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 640.60 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.097 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

### 7.2.1.5. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 493.38 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 3.40 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.2.2. Mezzeria

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	100 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 26/20 + 1\phi 26/20 = 53.10 \text{ cm}^2$
Copriferro 1°strato c1	6.90 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	$1\phi 26/10 = 53.10 \text{ cm}^2$
Copriferro 2°strato c2	12.10 cm
Armatura Compresa A'a	$1\phi 26/20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.90 cm

Le sollecitazioni per l'acciaio sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

#### 7.2.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 1611.94 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni ultime:

$$N_u = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_u = 3229.32 \text{ kNm}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 2.003$$

#### 7.2.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 1123.39 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 6.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 140.79 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.127 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

#### 7.2.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 1085.47 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.150 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

#### 7.2.2.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$M = 894.79 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.12 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.3. PIEDRITTO

Le sollecitazioni di verifica sono riportate nelle tabelle seguenti.

<b>PIEDRITTO INCASTRO SUPERIORE</b>			
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Mmax (kNm)</b>	<b>Tmax (kN)</b>
<b>SLU - STATICA + SISMICA</b>	1142.74	1275.65	425.73
<b>SLE - RARA</b>	819.52	840.93	/
<b>SLE - FREQUENTE</b>	804.50	813.71	/
<b>SLE - QUASI PERMANENTE</b>	636.94	612.55	/

<b>PIEDRITTO MEZZERIA (z = 1.10 m da intradosso soletta)</b>			
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Mmax (kNm)</b>	<b>Tmax (kN)</b>
<b>SLU - STATICA + SISMICA</b>	1246.51	810.27	/
<b>SLE - RARA</b>	884.59	535.74	/
<b>SLE - FREQUENTE</b>	865.25	557.57	/
<b>SLE - QUASI PERMANENTE</b>	697.69	425.57	/

<b>PIEDRITTO INCASTRO INFERIORE</b>			
	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Mmax (kNm)</b>	<b>Tmax (kN)</b>
<b>SLU - STATICA + SISMICA</b>	1229.74	1306.70	522.28
<b>SLE - RARA</b>	929.24	851.76	/
<b>SLE - FREQUENTE</b>	868.20	805.36	/
<b>SLE - QUASI PERMANENTE</b>	736.72	634.49	/

Nota: M positivo se tende le fibre interne e N positivo se di compressione.

### 7.3.1. Incastro superiore

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	90 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 = 42.25 \text{ cm}^2$
Copriferro 1°strato c1	6.90 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	$1\phi 20/20 = 15.70 \text{ cm}^2$
Copriferro 2°strato c2	11.80 cm
Armatura Compresa A'a	$1\phi 26/20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.60 cm

#### 7.3.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

$N = 1142.74 \text{ kN}$

$M = 1275.65 \text{ kNm}$

Sollecitazioni ultime:

$N_u = 1142.74 \text{ kN}$

$M_u = 2001.96 \text{ kNm}$

Coeff. sicurezza = 1.552

#### 7.3.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

### **VERIFICA SEZIONE 100x90 cm (testa piedritto)**

#### Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)

$V_l = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$

Rck N/mm <sup>2</sup>	f <sub>ctd</sub> N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	90	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	ρ = As/Ac	V <sub>l</sub> kN	V <sub>l,tot</sub> kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/20 + 1φ26/20	42,25	0,0046944	<b>350,76</b>	659,62	425,73	
1φ20/20	15,7	0,0017444	<b>308,86</b>			

### 7.3.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 819.52 \text{ kN}$$

$$M = 840.93 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 146.60 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.141 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.3.1.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 804.50 \text{ kN}$$

$$M = 813.71 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.132 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

### 7.3.1.5. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 636.94 \text{ kN}$$

$$M = 612.55 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.85 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.3.2. Mezzeria

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	90 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 20/20 + 1\phi 20/20 = 15.70 \text{ cm}^2$
Copriferro 1°strato c1	6.60 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	
Copriferro 2°strato c2	
Armatura Compresa A'a	$1\phi 20/20 = 15.70 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.60 cm

#### 7.3.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

$$N = 1246.51 \text{ kN}$$

$$M = 810.27 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni ultime:

$$N_u = 1246.51 \text{ kN}$$

$$M_u = 948.25 \text{ kNm}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 1.17$$

### 7.3.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 884.59 \text{ kN}$$

$$M = 535.74 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 7.09 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 191.60 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.00 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm} \quad - \text{ la sezione non si fessura}$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.3.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 865.25 \text{ kN}$$

$$M = 557.51 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.00 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

### 7.3.2.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 697.69 \text{ kN}$$

$$M = 425.57 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.64 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

### 7.3.3. Incastro inferiore

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b	100 cm
Altezza h	90 cm
Armatura tesa 1° strato Aa	$1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 = 42.25 \text{ cm}^2$
Copriferro 1° strato c1	6.60 cm
Armatura tesa 2° strato Aa	$1\phi 20/20 = 15.70 \text{ cm}^2$
Copriferro 2° strato c2	
Armatura Compresa A'a	$1\phi 20/20 = 15.70 \text{ cm}^2$
Copriferro armatura compressa c'	6.60 cm

#### 7.3.3.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

$$N = 1229.74 \text{ kN}$$

$$M = 1306.70 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni ultime:

$$N_u = 1229.74 \text{ kN}$$

$$M_u = 2025.07 \text{ kNm}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 1.533$$

#### 7.3.3.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

**VERIFICA SEZIONE 100x90 cm (piede piedritto)**

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$Vl = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mmq	fctd N/mmq	r = 1,6-d	bw cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	90	1

Armatura	As cmq	ρ = As/Ac	Vl kN	Vl,tot kN	Vdu kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/20 + 1φ26/20	42,25	0,0046944	<b>350,76</b>	659,62	522,28	
1φ20/20	15,7	0,0017444	<b>308,86</b>			

#### 7.3.3.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione rara)

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 929.24 \text{ kN}$$

$$M = 851.76 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 8.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = 141.72 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.135 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche sono rispettate.

#### 7.3.3.4. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione frequente)

Le verifiche da condurre in combinazione frequente riguardano l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 868.20 \text{ kN}$$

$$M = 805.36 \text{ kNm}$$

$$w_k = 0.123 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm}$$

#### 7.3.3.5. Verifiche allo stato limite di esercizio (condizione quasi permanente)

Le verifiche da condurre in combinazione quasi permanente riguardano la tensione di esercizio del calcestruzzo; nello specifico si verifica che la tensione nel calcestruzzo si mantenga nel seguente limite:

$$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck} = 0.40 \cdot 29.05 = 11.62 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso in esame si ha:

$$N = 736.72 \text{ kN}$$

$$M = 634.49 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 6.11 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche sono rispettate.

#### 7.4. VERIFICA ARMATURE AI FENOMENI DI RITIRO

Per il calcolo dell'armatura antiritiro si utilizza un coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo pari a:  $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Considerando che la gran parte dei fenomeni di ritiro avvengono nei primi giorni successivi al getto, prevedendo di mantenere umidi i getti, si può fare riferimento ad un'escursione di temperatura nel conglomerato pari a  $\Delta t = 22^\circ\text{C}$ , da cui risulta una deformazione unitaria:

$$\varepsilon_{cls} = \alpha \cdot \Delta t = 10^{-5} \cdot 22 = 2.2 \cdot 10^{-4}$$

Poiché gli effetti del ritiro avvengono nei primi giorni, quando il conglomerato non ha ancora raggiunto condizioni di resistenza caratteristica, si assume un valore del modulo elastico del calcestruzzo pari ad 1/3 del valore di lungo periodo:

$$E_{c0} = \frac{1}{3} \cdot E_c = \frac{1}{3} \cdot 5700 \sqrt{Rck} \cong 11000 \text{ N/mm}^2$$

La tensione nel conglomerato in seguito all'escursione termica per il ritiro risulta quindi:

$$\sigma_{cT} = \varepsilon_{cls} \cdot E_{c0} \cong 2.5 \text{ N/mm}^2$$

La tensione indotta dal ritiro deve essere assorbita dalle armature presenti. Per la verifica delle azioni legate ai fenomeni di ritiro si consideri la tensione ammissibile dell'acciaio:

$$\sigma_{samm} = 0.9 \cdot f_{yk} = 387 \text{ N/mm}^2$$

La tensione trasferita all'acciaio risulta:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{cT} \cdot A_{cls}}{A_s} = 236 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{samm}$$

dove  $A_s = 10\Phi 26 + 5\Phi 20 + 5\Phi 26 = 95.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$A_{cls} = 100 \cdot 90 = 9000 \text{ cm}^2$$

#### 7.5. VERIFICA FLESSIONE LONGITUDINALE

La verifica alla flessione longitudinale del manufatto si esegue considerando un modello di calcolo (SAP2000) di una trave appoggiata su suolo elastico. Dal punto di vista dei carichi agenti si è considerato il sovraccarico accidentale relativo al convoglio ferroviario SW2, come schematizzato in Figura 14. Sono stati considerati i carichi relativi al peso del rinterro e al peso proprio della struttura per tutto il tratto di 25m di lunghezza del tombino.

La massima sollecitazione agente in mezzzeria risulta pari a  $M_{SLU} = 17690.65 \text{ kNm}$  allo SLU e pari a

$$M_{SLE} = 12383.60 \text{ kNm} \text{ allo SLE..}$$

Avendo disposto un'armatura longitudinale pari a  $A_s = 320\Phi 16$  distribuita sull'intera sezione trasversale dello scatolare (vedi tav. allegate alla presente relazione) si ha:

#### 7.5.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni di verifica (statica):

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 17690.65 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni ultime:

$$N_u = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_u = 89355.55 \text{ kNm}$$

$$\text{Coeff. sicurezza} = 5.051$$

#### 7.5.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

Le verifiche da condurre in combinazione rara riguardano le tensioni di esercizio e l'apertura delle fessure; nello specifico si verifica che le tensioni nei materiali si mantengano nei seguenti limiti:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 29.05 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f \leq 0.65 f_{yk} = 0.65 \cdot 430 = 279.5 \text{ N/mm}^2$$

e che l'ampiezza delle fessure si mantenga inferiore al valore limite:

$$w_k \leq w_1 = 0.10 \text{ mm} \cdot C/C_{min} = 0.15 \text{ mm}$$

Sollecitazioni di verifica:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$M = 12383.60 \text{ kNm}$$

pertanto:

$$\sigma_c = 0.49 \text{ N/mm}^2$$

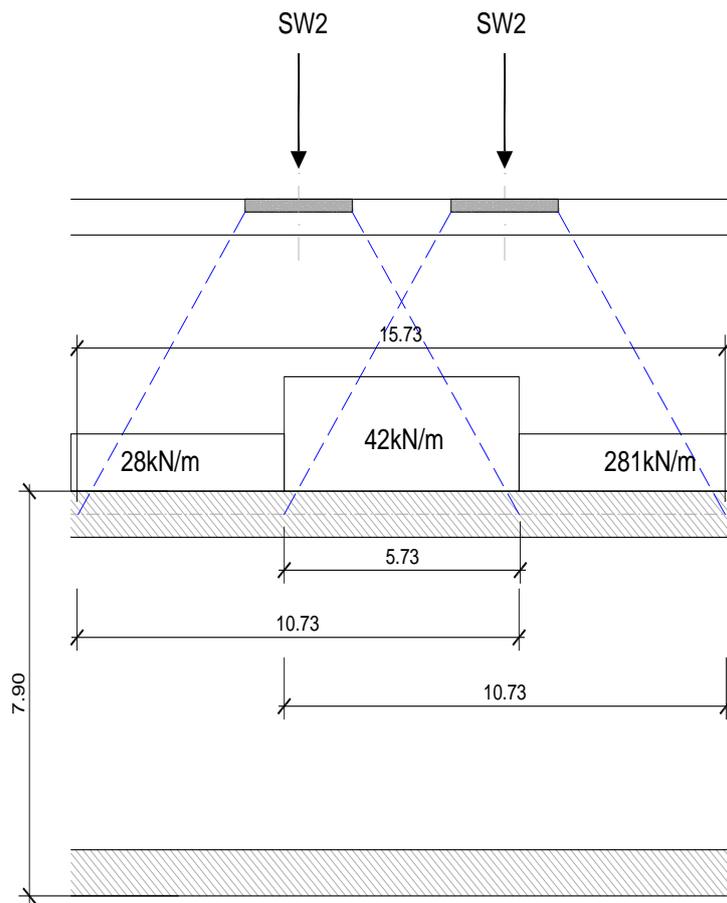
$$\sigma_f = 66.37 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0.00 \text{ mm} \leq 0.15 \text{ mm} \quad - \text{ la sezione non si fessura}$$

Le verifiche sono rispettate.

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

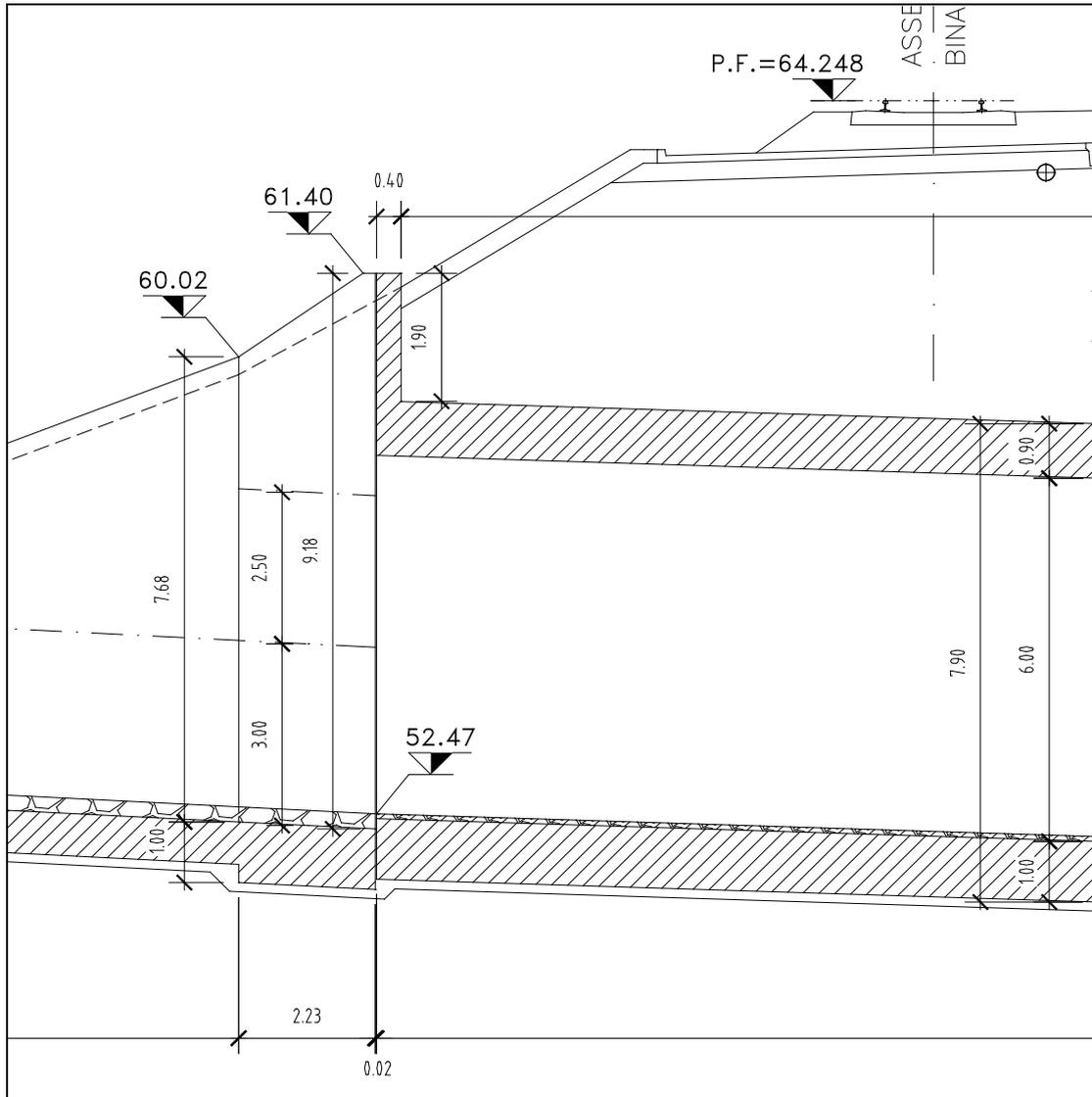
---



**Figura 14 Carichi longitudinali per il treno SW2 per metro fuori piano.**

## 8. PARAPETTO IN SOLETTA

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza del parapetto in c.a. realizzato in soletta, effettuate con un foglio di calcolo Excel.



LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**OPERA** Hmuro = 1,90 m

**DATI DI PROGETTO:**

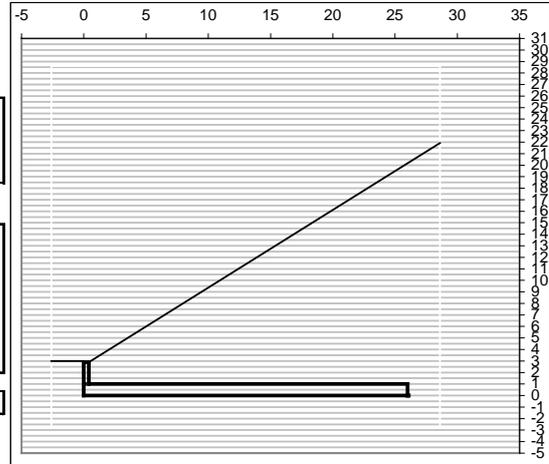
**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	1,90	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	26,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	25,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	13,00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



**Dati Geotecnici**

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi'$ =	35,00	(°)				
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$ =	20,00	(kN/m <sup>3</sup> )				
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$ =	34,00	(°)				
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$ =	21,00	(°)				
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$ =	21,00	(°)				
Dati Terreno	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate	<input type="radio"/> Non Drenate					
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$ =	0,05	(-)				
	Coefficiente Categoria di Suolo	S =	1,25	(-)				
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no		il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	r = 1
	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0,0625	(-)				
	coefficiente sismico verticale	kv =	0,0313	(-)				
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0,56	(-)	0,556	Valori di Normativa		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0,80	(-)	0,800			
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0,81	(-)	0,805			
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp =	2,77	(-)	2,770			
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+ =	2,67	(-)	2,667			
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps- =	2,66	(-)	2,660			

**Carichi Agenti**

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0,00	(kNm/m)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**Combinazione SLU - A1+M1**

		coefficienti parziali					
		caso	azioni		proprietà del terreno		
			permanenti	temporanee	tan $\varphi'$	c'	c <sub>u</sub>
			sfavorevoli	sfavorevoli			
SLU	<input checked="" type="radio"/>	caso A1+M1	1,40	1,50	1,00	1,00	1,00
	<input type="radio"/>	caso A2+M2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40
SLD	<input type="radio"/>	--	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40
def.	<input type="radio"/>	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi'$	=	35,00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	28,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\varepsilon$	=	34,00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	21,00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	21,00	(°)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0,56	(-)	0,556	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0,80	(-)	0,800	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0,81	(-)	0,805	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2,77	(-)	2,770	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2,67	(-)	2,667	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2,66	(-)	2,660	

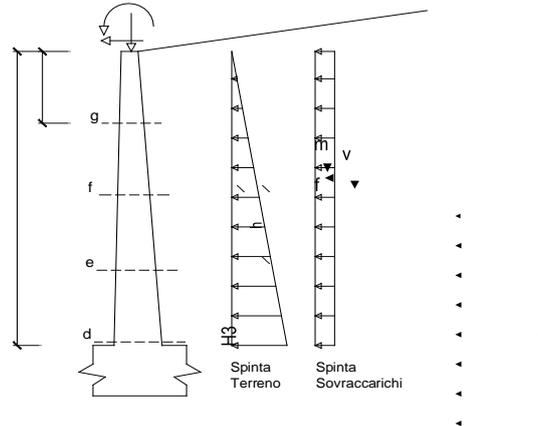
**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0,00	(kNm/m)

### CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite ultimo

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0,05	(-)	
	Categoria di suolo	$S$	=	1,25	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no		$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	$kh$	=	0,0625	(-)	
	coefficiente sismico verticale	$kv$	=	0,0313	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$ka$	=	0,56	(-)	0,556
	componente orizzontale	$kah$	=	0,52	(-)	
	componente verticale	$kav$	=	0,20	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$kas+$	=	0,80	(-)	0,800
	componente orizzontale	$kash+$	=	0,75	(-)	
	componente verticale	$kasv+$	=	0,29	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$kas-$	=	0,81	(-)	0,805	
componente orizzontale	$kash-$	=	0,75	(-)		
componente verticale	$kasv-$	=	0,29	(-)		

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

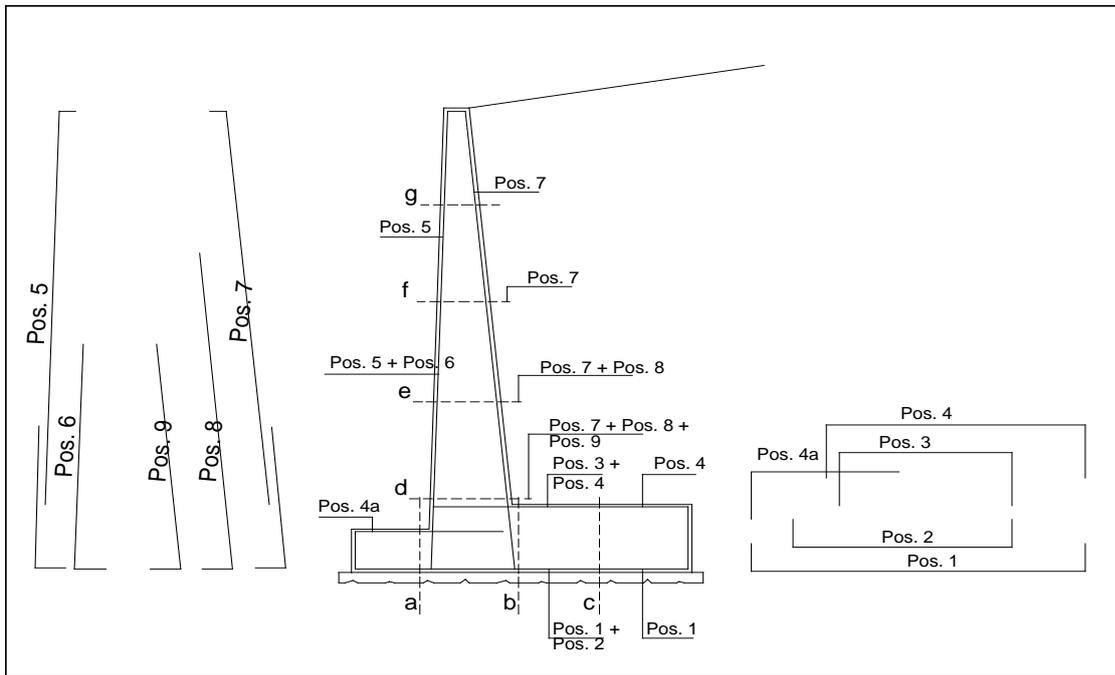
$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

#### condizione statica

sezione	$h$	$M_t$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{tot}$	$N_t$	$N_q$	$N_{ext}$	$N_{pp}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,90	16,62	0,00	0,00	16,62	10,07	0,00	0,00	19,00	29,07
e-e	1,43	7,01	0,00	0,00	7,01	5,67	0,00	0,00	14,25	19,92
f-f	0,95	2,08	0,00	0,00	2,08	2,52	0,00	0,00	9,50	12,02
g-g	0,48	0,26	0,00	0,00	0,26	0,63	0,00	0,00	4,75	5,38

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

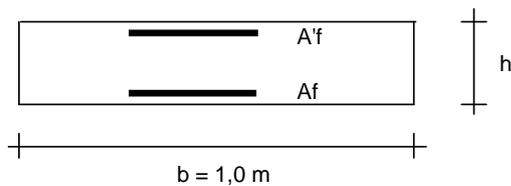
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5,0	0	5	5,0	14
2	0,0	0	6	0,0	0
3	5,0	0	7	5,0	14
4	5,0	0	8	5,0	0
4a	5,0	0	9	5,0	0

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm <sup>2</sup> )	A'f (cm <sup>2</sup> )	Mu (kNm)
(-)						
d - d	16,62	29,07	0,40	7,70	7,70	107,64
e - e	7,01	19,92	0,40	7,70	7,70	106,27
f - f	2,08	12,02	0,40	7,70	7,70	105,09
g - g	0,26	5,38	0,40	7,70	7,70	104,10

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**Combinazione SLU - A2+M2**

		coefficienti parziali						
		caso	azioni		proprietà del terreno			
			permanenti sfavorevoli	temporanee variabili		tan $\phi'$	c'	$c_u$
				sfavorevoli				
SLU	<input type="radio"/>	caso A1+M1	1,40	1,50	1,00	1,00	1,00	
	<input checked="" type="radio"/>	caso A2+M2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	
SLD	<input type="radio"/>	--	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	
def.	<input type="radio"/>	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	29,26	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	20,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\varepsilon$	=	34,00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	17,55	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup.id}$	=	17,55	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c_1'$	=	12,00	(kN/m <sup>2</sup> )		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	23,04	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	3,00	(m)		
	Profondità Falda	Zw	=	100,00	(m)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0,56	(-)	0,556	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0,80	(-)	0,800	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0,81	(-)	0,805	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2,77	(-)	2,770	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2,67	(-)	2,667	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2,66	(-)	2,660	

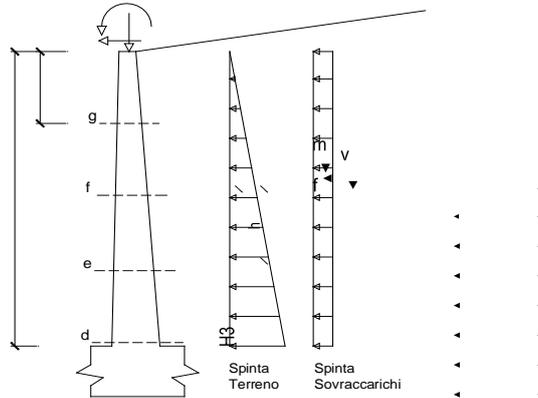
**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0,00	(kNm/m)

### CONDIZIONI STATICA (SLU A2 - M2)

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0,05	(-)	
	Categoria di suolo	$S$	=	1,25	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	$r = 1$	
	coefficiente sismico orizzontale	$kh$	=	0,0625	(-)	
	coefficiente sismico verticale	$kv$	=	0,0313	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$ka$	=	0,56	(-)	0,556
	componente orizzontale	$kah$	=	0,52	(-)	
	componente verticale	$kav$	=	0,20	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$kas+$	=	0,80	(-)	0,800
	componente orizzontale	$kash+$	=	0,75	(-)	
	componente verticale	$kasv+$	=	0,29	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$kas-$	=	0,81	(-)	0,805
	componente orizzontale	$kash-$	=	0,75	(-)	
	componente verticale	$kasv-$	=	0,29	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

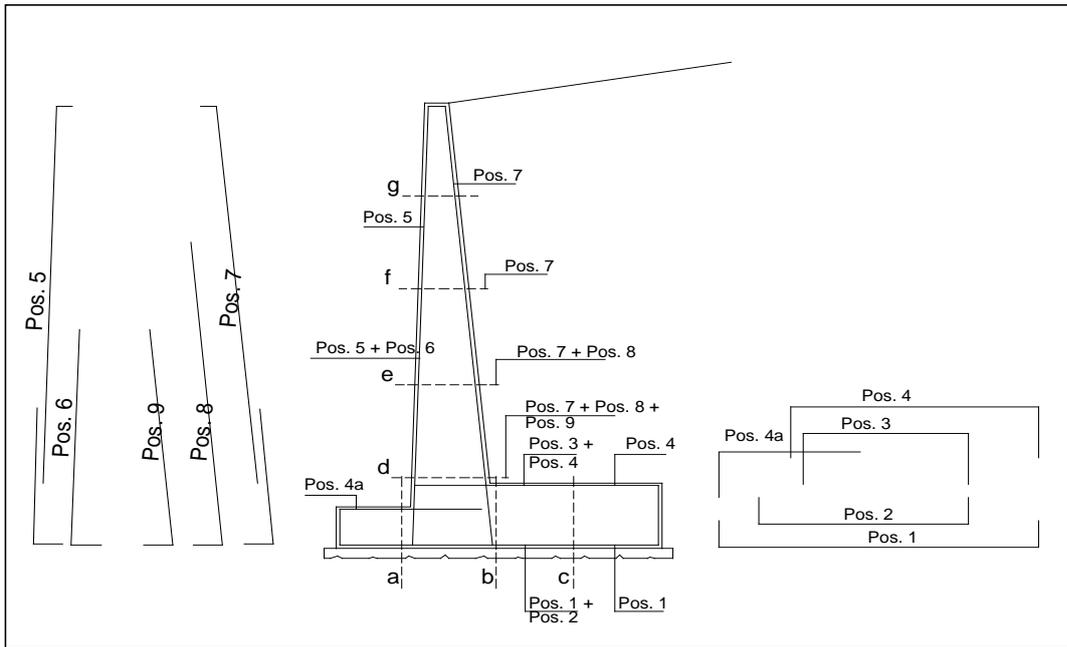
$$N_{pp+inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$$

#### condizione statica

sezione	$h$	$M_t$	$M_q$	$M_{ext}$	$M_{tot}$	$N_t$	$N_q$	$N_{ext}$	$N_{pp}$	$N_{tot}$
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,90	11,87	0,00	0,00	11,87	7,20	0,00	0,00	23,51	30,71
e-e	1,43	5,01	0,00	0,00	5,01	4,05	0,00	0,00	16,79	20,84
f-f	0,95	1,48	0,00	0,00	1,48	1,80	0,00	0,00	10,63	12,43
g-g	0,48	0,19	0,00	0,00	0,19	0,45	0,00	0,00	5,03	5,48

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

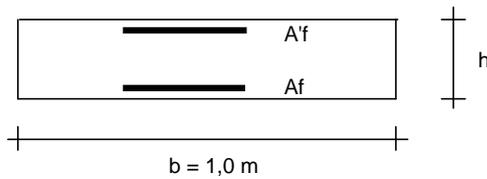
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5,0	0	5	5,0	14
2	0,0	0	6	0,0	0
3	5,0	0	7	5,0	14
4	5,0	0	8	5,0	0
4a	5,0	0	9	5,0	0

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
d - d	11,87	30,71	0,59	7,70	7,70	163,29
e - e	5,01	20,84	0,54	7,70	7,70	147,27
f - f	1,48	12,43	0,50	7,70	7,70	132,09
g - g	0,19	5,48	0,45	7,70	7,70	117,64

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

### Combinazione sismica

		coefficienti parziali					
		caso	azioni		proprietà del terreno		
			permanenti	temporanee	tan $\phi'$	c'	c <sub>u</sub>
			sfavorevoli	sfavorevoli			
SLU	○	caso A1+M1	1,40	1,50	1,00	1,00	1,00
	○	caso A2+M2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40
SLD	●	SISMICA	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40
def.	○	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	29,26	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	20,00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	34,00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	17,55	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	17,55	(°)	
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c1'	=	12,00	(kN/m <sup>2</sup> )	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	23,04	(°)	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	3,00	(m)	
	Profondità Falda	Zw	=	100,00	(m)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0,56	(-)	0,556
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0,80	(-)	0,800
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0,81	(-)	0,805
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2,77	(-)	2,770
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2,67	(-)	2,667
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2,66	(-)	2,660

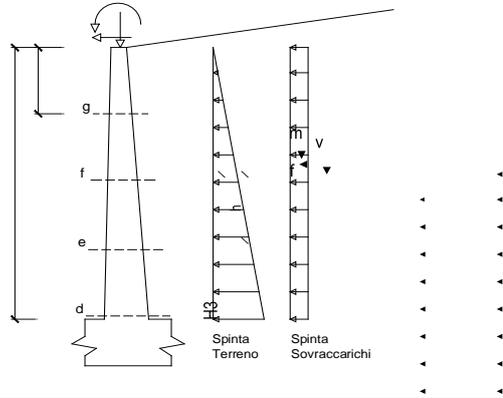
**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0,00	(kNm/m)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO IN SISMICA**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0,05	(-)	
	Categoria di suolo	$S$	=	1,25	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)			<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	$r = 1$
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	=	0,0625	(-)	
	coefficiente sismico verticale	$k_v$	=	0,0313	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	$k_a$	=	0,56	(-)	0,556
	componente orizzontale	$k_{ah}$	=	0,52	(-)	
	componente verticale	$k_{av}$	=	0,20	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as+}$	=	0,80	(-)	0,800
	componente orizzontale	$k_{ash+}$	=	0,75	(-)	
	componente verticale	$k_{asv+}$	=	0,29	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	$k_{as-}$	=	0,81	(-)	0,805
	componente orizzontale	$k_{ash-}$	=	0,75	(-)	
componente verticale	$k_{asv-}$	=	0,29	(-)		

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k_h \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm k_v)$$

**condizione sismica +**

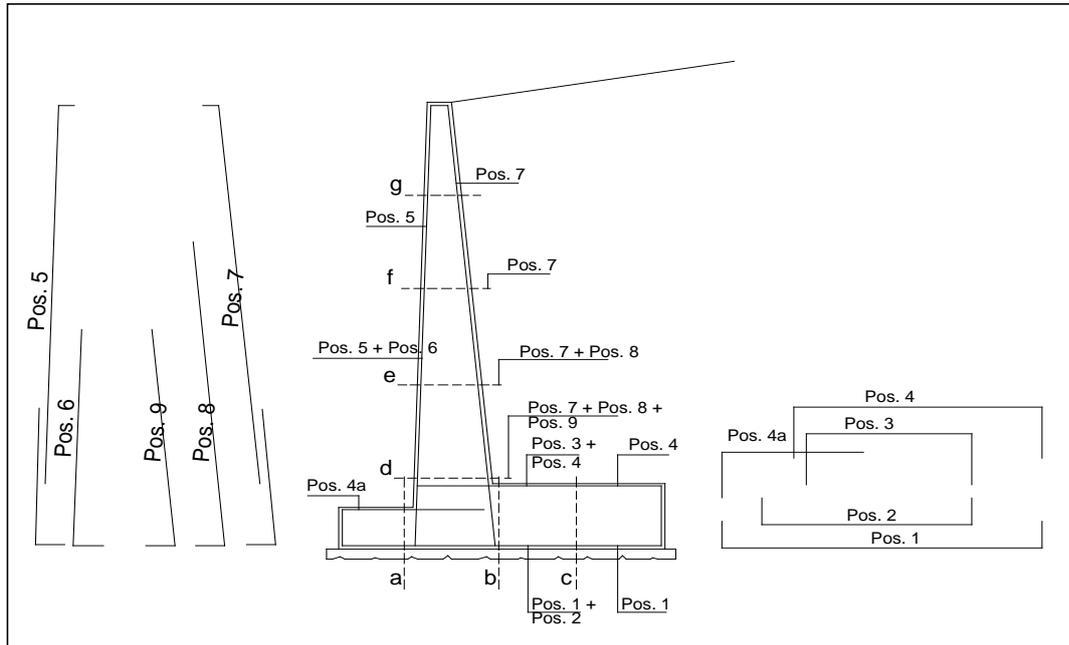
sezione	h [m]	M <sub>t</sub> [kNm/m]	M <sub>q</sub> [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>t</sub> [kN/m]	N <sub>q</sub> [kN/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	1,90	26,40	0,00	0,00	1,13	27,53	10,67	0,00	0,00	19,59	30,26
e-e	1,43	11,14	0,00	0,00	0,63	11,77	6,00	0,00	0,00	14,70	20,70
f-f	0,95	3,30	0,00	0,00	0,28	3,58	2,67	0,00	0,00	9,80	12,46
g-g	0,48	0,41	0,00	0,00	0,07	0,48	0,67	0,00	0,00	4,90	5,57

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	M <sub>t</sub> [kNm/m]	M <sub>q</sub> [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>t</sub> [kN/m]	N <sub>q</sub> [kN/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	1,90	24,97	0,00	0,00	1,13	26,10	10,09	0,00	0,00	18,41	28,50
e-e	1,43	10,53	0,00	0,00	0,63	11,17	5,68	0,00	0,00	13,80	19,48
f-f	0,95	3,12	0,00	0,00	0,28	3,40	2,52	0,00	0,00	9,20	11,73
g-g	0,48	0,39	0,00	0,00	0,07	0,46	0,63	0,00	0,00	4,60	5,23

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

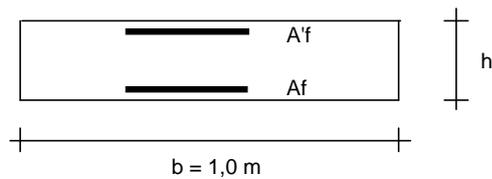
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5,0	0	5	5,0	14
2	0,0	0	6	0,0	0
3	5,0	0	7	5,0	14
4	5,0	0	8	5,0	0
4a	5,0	0	9	5,0	0

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
d - d	27,53	30,26	0,40	7,70	7,70	107,81
e - e	11,77	20,70	0,40	7,70	7,70	106,39
f - f	3,58	12,46	0,40	7,70	7,70	105,16
g - g	0,48	5,57	0,40	7,70	7,70	104,13

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**Combinazione allo SLE**

		coefficienti parziali					
		caso	azioni		proprietà del terreno		
			permanenti	temporanee variabili	tan $\phi'$	c'	$c_u$
			sfavorevoli	sfavorevoli			
SLU	○	caso A1+M1	1,40	1,50	1,00	1,00	1,00
	○	caso A2+M2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40
SLD	○	--	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40
def.	●	SLE	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**Dati Geotecnici** (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	=	35,00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	=	20,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	=	34,00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	=	21,00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	21,00	(°)		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c_1'$	=	15,00	(kN/m <sup>2</sup> )		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\phi_1'$	=	28,00	(°)		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	=	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	=	3,00	(m)		
	Profondità Falda	Zw	=	100,00	(m)		
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0,56	(-)	0,556	Valori di Normativa
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0,80	(-)	0,800	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0,81	(-)	0,805	
	Coeff. Di Spinta Passiva in Fondazione	kp	=	2,77	(-)	2,770	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps+	=	2,67	(-)	2,667	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica in Fondazione	kps-	=	2,66	(-)	2,660	

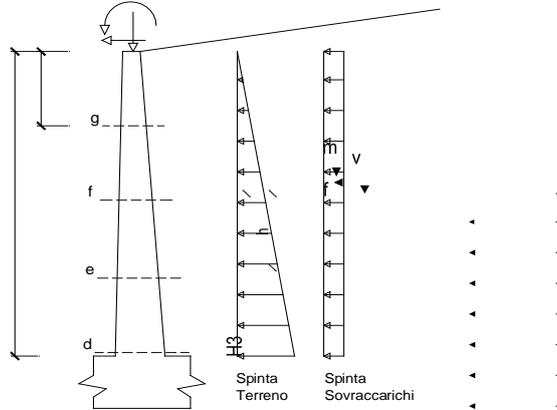
**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0,00	(kNm/m)

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO ALLO SLE**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

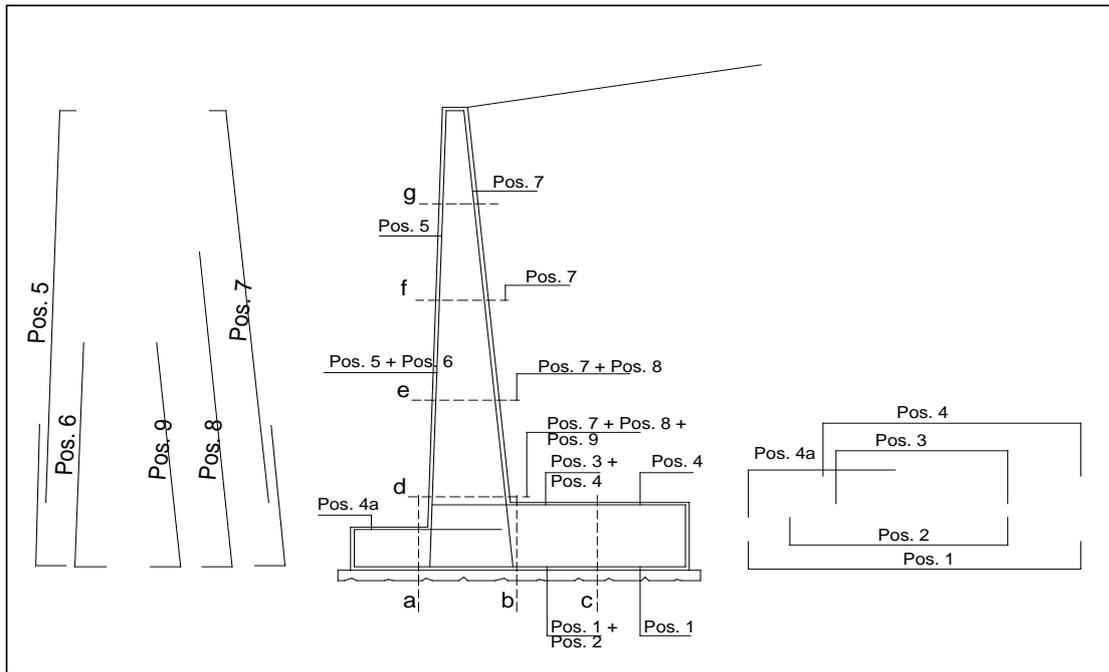


Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	=	0,05	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1,25	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no			$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0,0625	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0,0313	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0,56	(-)	0,556
	componente orizzontale	kah	=	0,52	(-)	
	componente verticale	kav	=	0,20	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0,80	(-)	0,800
	componente orizzontale	kash+	=	0,75	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0,29	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0,81	(-)	0,805
	componente orizzontale	kash-	=	0,75	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0,29	(-)	

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	Nt	Nq	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]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,90	11,87	0,00	0,00	11,87	7,20	0,00	0,00	19,00	26,20
e-e	1,43	5,01	0,00	0,00	5,01	4,05	0,00	0,00	14,25	18,30
f-f	0,95	1,48	0,00	0,00	1,48	1,80	0,00	0,00	9,50	11,30
g-g	0,48	0,19	0,00	0,00	0,19	0,45	0,00	0,00	4,75	5,20

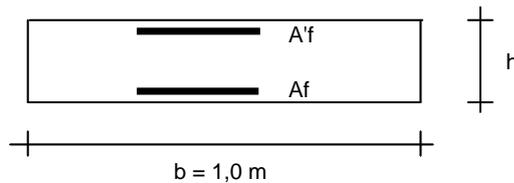
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5,0	0	5	5,0	14
2	0,0	0	6	0,0	0
3	5,0	0	7	5,0	14
4	5,0	0	8	5,0	0
4a	5,0	0	9	5,0	0

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	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)
d - d	11,87	26,20	0,40	7,70	7,70	0,93	32,51	0,036	0,150
e - e	5,01	18,30	0,40	7,70	7,70	0,37	9,44	0,010	0,150
f - f	1,48	11,30	0,40	7,70	7,70	0,09	0,57	0,001	0,150
g - g	0,19	5,20	0,40	7,70	7,70	0,02	-	-	0,150

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**N.B.** La condizione statica si assume come azione di lunga durata o ripetuta ( $\beta_2=0.5$ ),

## 9. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q \quad [1]$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella figura seguente:

<b>Verifica in condizioni drenate</b>			
$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
<b>fattori di capacità portante</b>	N <sub>c</sub>	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N <sub>γ</sub>	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N <sub>q</sub>	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
<b>fattori correttivi</b>	forma		
	s <sub>c</sub>	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s <sub>γ</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s <sub>q</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d <sub>c</sub>	$d_q [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961) Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	d <sub>q</sub>	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	
	inclinazione carico		
	i <sub>c</sub>	$i_q [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i <sub>γ</sub>	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i <sub>q</sub>	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]	"
	inclinazione fondazione		
b <sub>q</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b <sub>γ</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b <sub>c</sub>	$b_q [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g <sub>q</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g <sub>γ</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g <sub>c</sub>	$g_q [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

**Figura 1 - Coefficienti per il calcolo della capacità portante della fondazione diretta in condizioni drenate**

In condizioni "non drenate" (sforzi totali), la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma + c_u N_c s_c i_c b_c g_c + q \quad [2]$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella figura seguente:

fattori di capacità portante	$N_c$	$2+\pi$	
	$N_\gamma$	$-2 \sin\omega$	Vesic (1970)
fattori correttivi	$s_c$	$1+0.2 (B'/L')$	De Beer (1967) Vesic (1970)
	$s_\gamma$	$1-0.4(B'/L')$	
	$d_c$	$1+0.4 (D/B')$ per $D \leq B$	Meyerhof (1951) Skempton (1951) Brinch-Hansen (1961,1970)
		$1+0.4 \tan^{-1}(D/B')$ per $D > B$	
	$i_c$	$1-[(m H)/(B' L' cu N_c)]$	Vesic (1970)
		$m = (2+B'/L')/(1+B'/L')$	
	$b_c$	$1-2\omega/(\pi+2)$	Brinch-Hansen (1970)
$g_c$	$1-2\omega/(\pi+2)$	Vesic (1970)	

**Figura 2 - Coefficienti per il calcolo della capacità portante della fondazione diretta in condizioni non drenate.**

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L', valutate mediante i criteri appresso indicati riferiti a fondazioni rettangolari e circolari (vedi Figura 25).

Il valore della portata di progetto del terreno, in condizioni drenate, è ricavato mediante l'espressione seguente:

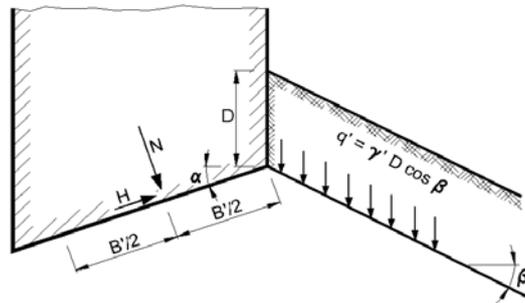
$$q_d = \frac{q_{lim} - q'}{F_s} + q'$$

dove:

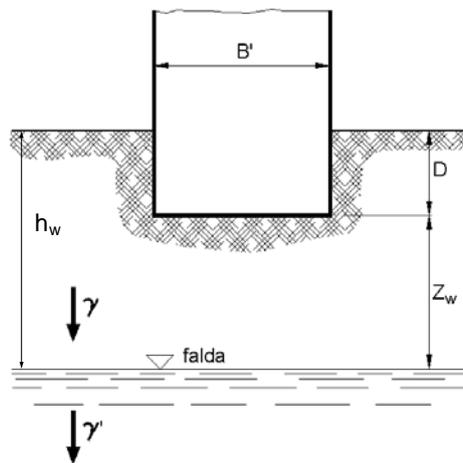
$q_{lim}$  = capacità portante limite del terreno calcolata applicando la [1]

$q'$  = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza.



$$\gamma_c = \gamma' + \left(\frac{Z_w}{B}\right)(\gamma - \gamma')$$



**Figura 3 - Schemi per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette**

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche si è adottato un valore del coefficiente di sicurezza globale pari a  $FS = 3$ , nei confronti dei carichi assiali corrispondenti allo stato limite di esercizio.

In condizioni sismiche, in assenza di indicazioni specifiche riportate nella normativa italiana, per la valutazione della capacità portante delle fondazioni dirette si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo specificate negli Eurocodici 1, 7 e 8. I parametri di resistenza di progetto dei terreni di fondazione sono stati calcolati in accordo alle indicazioni dell'Eurocodice 7, paragrafo 2.4.3, secondo le espressioni seguenti:

$$\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_{m1}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{m2}$$

$$c_u = c_u / \gamma_{m3}$$

con:

- $\phi_k$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione;  
 $c'_k$  = valore caratteristico della coesione efficace del terreno di fondazione;  
 $c_u$  = valore caratteristico della coesione non drenata del terreno di fondazione;  
 $\gamma_{m,i}$  = valore coefficienti parziali sulla resistenza dei terreni

In condizioni sismiche i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_{m,i}$  sono quelli indicati nell'Eurocodice 8 e valgono:

$$\gamma_{m1} = 1.25;$$

$$\gamma_{m2} = 1.25;$$

$$\gamma_{m3} = 1.40.$$

## 9.1. PRESSIONI SUL TERRENO

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di scatolare di larghezza pari alla larghezza collaborante

$$B = 10.73 \text{ m}$$

su cui sono stati considerati agenti i carichi mobili ferroviari per le verifiche strutturali dell'opera.

Si noti che in questo modo si procede a favore di sicurezza infatti:

per quanto riguarda le pressioni sul terreno di fondazione i carichi mobili in realtà si ripartiscono su una larghezza molto maggiore grazie alla notevole rigidità che presenta l'opera nel suo complesso (soletta superiore, soletta inferiore, pareti laterali);

analogamente subisce una significativa ripartizione l'azione dovuta al peso della sovrastruttura ferroviaria.

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione viene condotta sia in condizione di costruzione dell'opera (in assenza di sovrastrutture e rinterri), sia in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterri e delle sovrastrutture) considerando o i soli carichi permanenti, o anche i sovraccarichi accidentali.

Si riporta di seguito una tabella nella quale sono evidenziati gli sviluppi di calcolo che portano alla valutazione della pressione sul terreno sotto le ipotesi dinanzi riportate.

Relativamente ai carichi mobili ferroviari si fa riferimento alla pressione

$$P_{SW/2} = 150/10.73 \cdot 1.5 = 20.70 \text{ kN/m}^2$$

già determinata per il calcolo della struttura dello scatolare.

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
 ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
 RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

larghezza netta interna	m	B	8,00
altezza netta interna	m	H	6,00
spessore soletta superiore	m	Ss	0,90
spessore pareti	m	Sp	0,90
spessore soletta inferiore	m	Si	1,00
sbalzo soletta inferiore	m	Sb	0,00
spessore di calcolo sovrastruttura ferrov.	m	Svf	6,49
sovraccarico da mezzi ferroviari	kN/m	Qtr	20,70
spessore sovrastruttura inferiore	m	Ssv	0,00
sovraccarico stradale inferiore	kN	Qst	0,00
sovraccarico da folla inferiore	kN	Qf	0,00
peso struttura	kN	$P_s = ((b+2*sp)*ss + (b+2*sp+2*sb)*si + 2*sp*h)*25$	735,50
peso sovrastruttura ferroviaria	kN	$P_{svf} = (b+2*sp+2*sb)*svf*18$	1144,84
peso terreno su sbalzi laterali	kN	$P_{tsb} = 2*sb*(h+ss)*20$	0,00
peso sovrastruttura inferiore	kN	$P_{ssv} = b*ssv*20$	0,00
peso in fase di costruzione	kN	$P_c = P_s$	735,50
<b>pressione media sul terreno in fase di costruzione</b>	<b>kPa</b>	$P_c / (b+2*sp+2*sb)$	<b>75,05</b>
peso permanente in esercizio	kN	$P_e = P_s + P_{svf} + P_{tsb} + P_{ssv}$	1880,34
<b>pressione media sul terreno da carichi permanenti in esercizio</b>	<b>kPa</b>	$P_e / (b+2*sp+2*sb)$	<b>191,87</b>
risultante sovraccarico da treni	kN	$Q_f = q_{tr}*(2*sp+b)*1,15$	233,29
risultante sovraccarichi inferiori	kN	$Q_s = (q_{st} + q_f)*1,15$	0,00
risultante permanenti ed accidentali	kN	$P = P_e + Q_f + Q_s$	2113,63
<b>pressione totale media sul terreno in esercizio</b>	<b>kPa</b>	$P / (b+2*sp+2*sb)$	<b>215,68</b>

(\*) lo spessore di calcolo della sovrastruttura ferroviaria tiene conto del contributo dato dal ballast (assunto di altezza massima pari a m 6.49), del corpo ferroviario e del getto per la realizzazione della pendenza sullo scatolare (spessore medio 0.10m), per la quale si è omogeneizzato il peso specifico; risulta pertanto:

$$svf = (0.80 + 0.10 * 25 / 18 + 5.00 * 20 / 18) = 6.49 \text{ m.}$$

- vedi il paragrafo 6.1.2

Le pressioni trasmesse al terreno sono sempre modeste, rispetto alle caratteristiche di portanza del terreno in situ; tali valori sono largamente inferiori al carico limite del terreno di fondazione.

## 9.2. CARICO LIMITE

Il valore massimo della pressione esercitata dallo scatolare sul terreno, secondo la combinazione allo SLU, è pari a 217.12 kN/m<sup>2</sup>.

Si valuta la capacità portante secondo Hansen, considerando una fondazione nastriforme fittizia di larghezza 12.20 m.

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \gamma_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \gamma_\gamma$$

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri:

fondazione nastriforme

larghezza fondazione	B = 9.80	[ m ]
larghezza ridotta	B' = B-2e	[ m ]
profondità piano di posa	D = 2.00	[ m ]
peso di volume naturale	$\gamma = 19.00$	[ kN/m <sup>3</sup> ]
peso di volume saturo	$\gamma = 19.00$	[ kN/m <sup>3</sup> ]
angolo di attrito ( $\gamma_\phi = 1.25$ )	$\phi = 22.61$	[ ° ]
coesione ( $\gamma_c = 1.25$ )	c = 8.00	[ kPa ]
pressione geostatica sul piano di posa	q = 38.00	[ kPa ]
coefficiente di spinta passiva	$K_p = 2.249$	[ m ]
coefficiente di profondità (D/B)	k = 0.20	

I fattori calcolati sono i seguenti:

$N_c = 17.58$	$N_q = 8.32$	$N_\gamma = 7.76$
$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
$d_c = 1.07$	$d_q = 1.06$	
$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_\gamma = 1$
$g_c = 1$	$g_q = 1$	$g_\gamma = 1$

Pertanto, il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 150.95 + 336.60 + 722.85 = 1059.45 \text{ kPa}$$

Applicando il coefficiente di sicurezza,  $\gamma_R = 1.8$ , si ottiene per la tensione limite il seguente valore

$$q_{amm} = 1059.45 / 1.8 = 588.58 \text{ kPa} > 215.68 \cdot 1.40 = 301.95$$

La massima pressione sul terreno è quindi di entità accettabile.

### 9.3. VERIFICA DEI CEDIMENTI

Il cedimento delle fondazioni poggianti su terreni stratificati, caratterizzati dalla presenza di strati ghiaioso-sabbiosi e limoso-argillosi, verrà determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_i = (\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i / E_i$$

Valida per ogni strato i-esimo di spessore h e con modulo operativo di Young pari ad E.

Le tensioni indotte sotto lo spigolo di un'area rettangolare vengono ricavate da Holl (1940), per il caso di un carico uniforme distribuito, come segue:

$$\sigma_z = (q/2\pi) \cdot [\arctan(ab/zR_3) + abz/R_3 \cdot (1/R_1^2 + R_2^2)]$$

$$\sigma_x = (q/2\pi) \cdot [\arctan(ab/zR_3) - abz/R_1^2 R_3]$$

$$\sigma_y = (q/2\pi) \cdot [\arctan(ab/zR_3) - abz/R_2^2 R_3]$$

$$\tau_{xz} = (q/2\pi) \cdot [(b/R_2) - (bz^2/R_1^2 R_3)]$$

$$\tau_{yz} = (q/2\pi) \cdot [(a/R_1) - (az^2/R_2^2 R_3)]$$

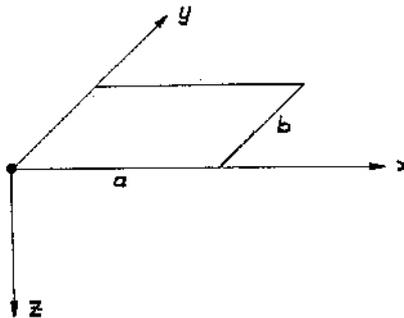
$$\tau_{xy} = (q/2\pi) \cdot [(1+z/R_3) - z \cdot (1/R_1 - 1/R_2)]$$

con:

$$R_1 = (a^2 + z^2)^{1/2}$$

$$R_2 = (b^2 + z^2)^{1/2}$$

$$R_3 = (a^2 + b^2 + z^2)^{1/2}$$



Facendo riferimento alla stratigrafia ed ai parametri di calcolo riportati in Tabella 5 ed implementando il metodo descritto su di un foglio di calcolo EXCEL, si ricava un andamento del cedimento con la profondità riportato nelle seguenti Figura 15 e Figura 16.

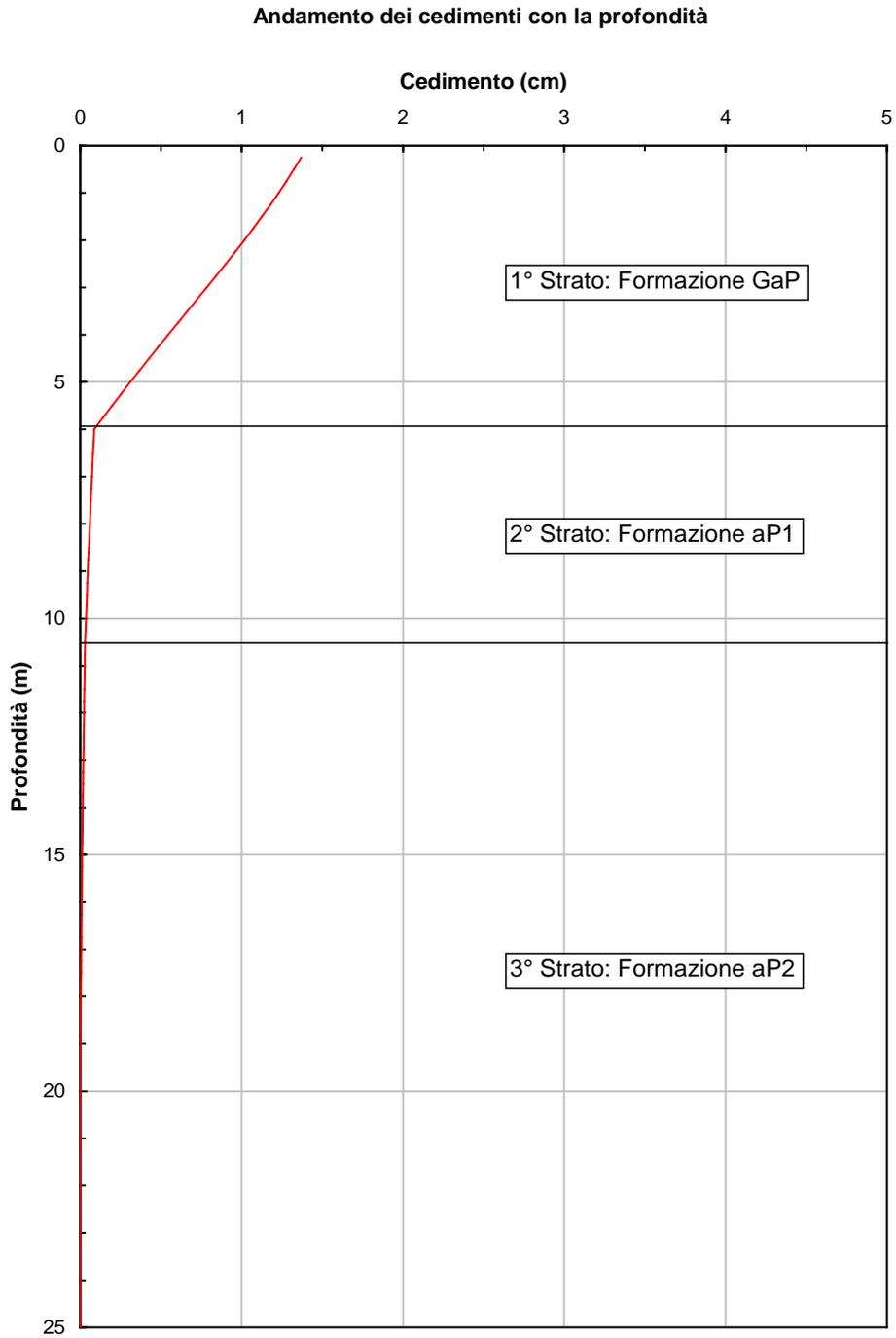
Come si nota dai grafici, il cedimento (che si annulla in corrispondenza di una profondità di circa 15 m sotto la base della soletta per un carico pari a quello di esercizio e a 25 m per un carico pari a quello ammissibile) ha il suo massimo pari ad un valore di 1,5 cm nel caso di carico di esercizio e di 4 cm per un carico massimo pari a quello ammissibile.

Un'ulteriore verifica del cedimento è stata svolta utilizzando il metodo di Burland & Burbridge (1985) Figura 17, valida per terreni sabbioso-ghiaiosi.

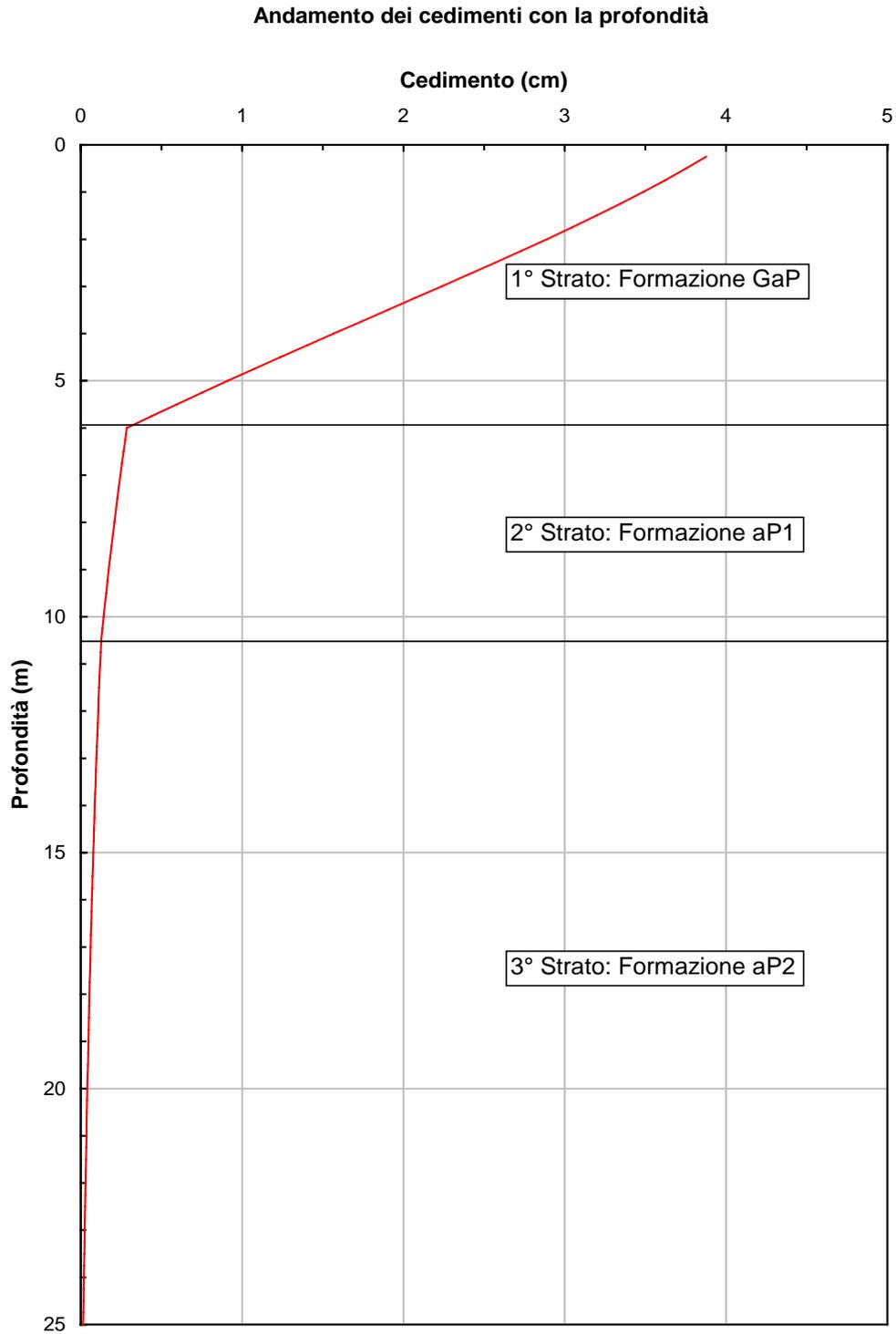
Ipotizzando uno strato incompressibile in corrispondenza della formazione aP2, il terreno in stato di normalconsolidazione e un numero  $N_{SPT}$  medio cautelativo di 25 colpi nello strato ghiaioso profondo 6m circa sotto il piano di posa della fondazione, tale metodo ha fornito sotto il carico di esercizio un cedimento di entità pari a 1,7 cm, paragonabile quindi a quello ricavato con la teoria dell'elasticità.

Essendo il massimo cedimento consentito per questo tipo di opera pari a cm, la verifica risulta accettata.

Oltre alle verifiche con il metodo teorico dell'elasticità e quello empirico di Burland & Burbridge, è stata svolta un'analisi più accurata agli elementi finiti, schematizzando il comportamento dei terreni secondo il modello elasto-plastico di Mohr-Coulomb. Nella condizione più gravosa del carico di esercizio si sono ottenuti risultati in accordo con quanto riportato fin'ora, il cedimento massimo sotto la soletta di base risulta pari a 1,5 cm in mezzaria e 1,9 cm in corrispondenza dei piedritti. Tali cedimenti e il loro andamento con la profondità in mezzaria allo scatolare sono riportati rispettivamente nelle Figura 18 e Figura 19.

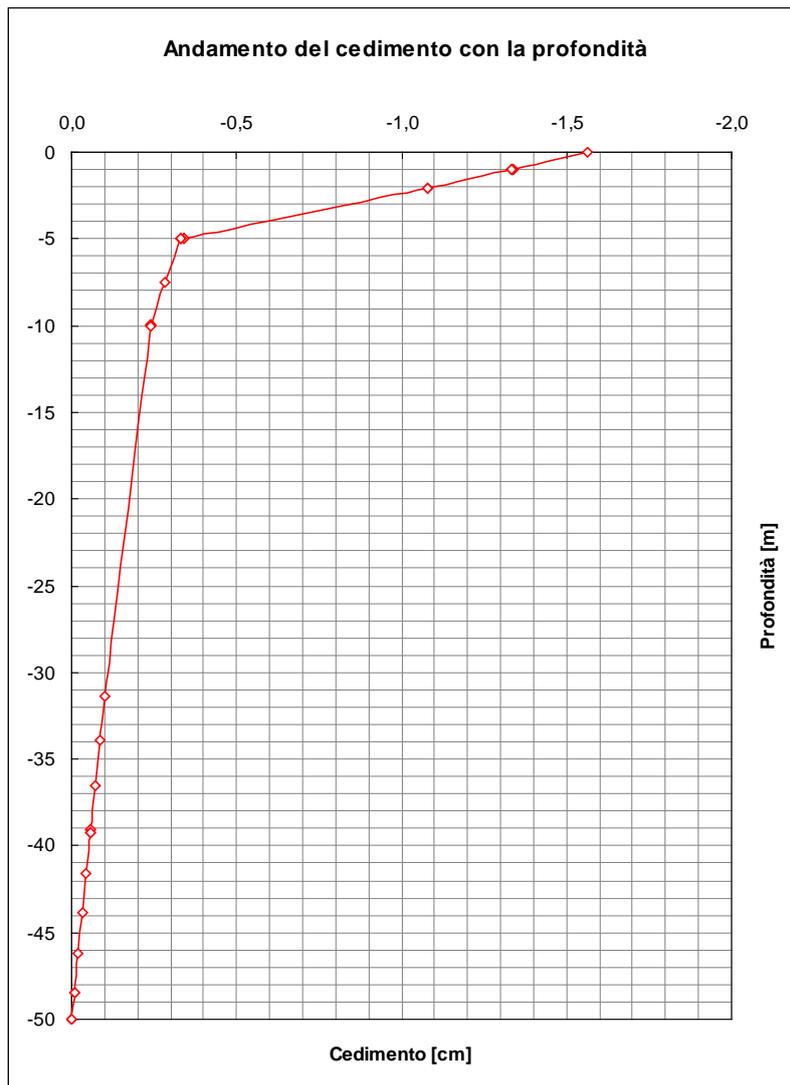


**Figura 15** Andamento del cedimento al di sotto del piano di posa della fondazione per un carico pari a quello di esercizio.



**Figura 16 Andamento del cedimento al di sotto del piano di posa della fondazione per un carico pari a quello ammissibile.**





**Figura 19** Andamento del cedimento con la profondità, al di sotto del piano di posa della fondazione, per un carico pari a quello di esercizio.

## 10. MURO D'ALA SEZIONE "A"

Per il dimensionamento dei muri d'ala di sezione tipologica "A" (Figura 20) si considera un tratto di lunghezza unitaria del muro, in corrispondenza di un'altezza dello spiccatto pari a 8.0 m.

$$H_{\text{calc}} = (H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) * 2/3 + H_{\text{min}} = (9.00 - 7.60) * 2/3 + 7.60 = 8.65 \text{ m} \cong 8.70 \text{ m}$$

La spinta del rinfianco viene determinata assumendo che il terreno a tergo della struttura abbia le seguenti caratteristiche geotecniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 0$$

$$K_a = 0.27$$

La massima spinta attiva del terreno a tergo, risulta pari a  $\sigma_h = 20 * (8.70 + 1.0/2) * 0.27 = 49.68 \text{ kN/m}$

A monte si considera un sovraccarico accidentale pari a  $10 \text{ kN/m}^2$  dovuto alla presenza di eventuali mezza da cantiere.

Pertanto, la spinta attiva del sovraccarico risulta:

$$\sigma_{hq} = 10 * 0.27 = 2.70 \text{ kN/m}^2$$

Accanto all'azione del terreno spingente si valuta l'azione indotta dal sisma sulla struttura. Per la caratterizzazione sismica dell'area si fa riferimento a quanto detto precedentemente per il dimensionamento dello scatolare.

Per le strutture in elevazione a diretto contatto con il terreno l'incremento di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche è stata valutata secondo la formulazione di Mononobe - Okabe.

Si ricava un coefficiente di spinta attivo dinamico pari a  $K_{ae} = 0.30$  e un coefficiente di spinta attivo statico pari a  $K_a = 0.27$ .

L'eccesso di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche risulta:

$$\sigma_{th} = \gamma * h * \Delta K_{ae} = 20.0 * (8.70 + 1.0/2) * (0.30 - 0.27) = 5.52 \text{ kN/m}^2$$

La spinta sismica del terreno viene applicata ribaltando il diagramma delle sollecitazioni (Figura 20).

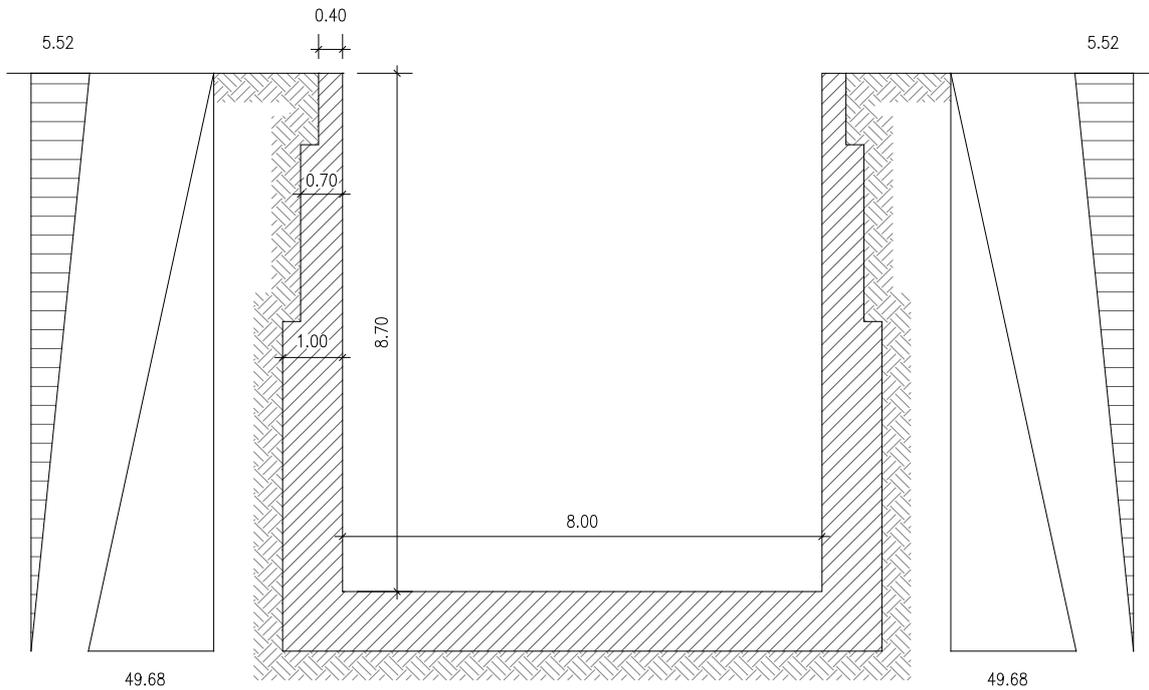
Il sisma induce un'inerzia alle masse, che viene valutata secondo la:

$$F_{ih} = k_h$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa strutturale viene applicata al modello tramite i moltiplicatori gravitazionali.

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

---



**Figura 20 - Sezione tipologica muro d'ala – Sezione "A".**

Note le azioni agenti sulla struttura si è proceduto alla simulazione della struttura attraverso un programma agli elementi finiti (*SAP2000*). L'appoggio della soletta di fondazione viene schematizzato come una trave appoggiata su suolo elastico, ovvero come una trave appoggiata su un letto di molle. Il valore della costante di sottofondo da assegnare alle molle è determinato in riferimento a un valore del modulo di reazione pari a  $K_T = 1.30 \text{ daN} / \text{cm}^3$ .

## 10.1. COMBINAZIONI DI CARICO E DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Vengono utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

### Combinazioni allo stato limite ultimo

$$SLU1 \rightarrow 1.4 \cdot g_1 + 1.4 \cdot g_3$$

$$SLU2 \rightarrow 1.4 \cdot g_1 + 1.4 \cdot g_3 + 1.5 \cdot \sigma_{h,q}$$

### Combinazioni allo stato limite di servizio

$$TA1 \rightarrow g_1 + g_3$$

$$TA2 \rightarrow g_1 + g_3 + \sigma_{h,q}$$

dove:

$g_1$  indica il peso proprio dell'opera

$g_3$  è la spinta orizzontale del terreno

$\sigma_{h,q}$  è la spinta orizzontale del sovraccarico

Le combinazioni di carico per il sisma che verranno trattate sono:

$$S1 \rightarrow g_1 + g_3 + \sigma_{th} + F_{ih} + 0.5 \cdot \sigma_{h,q}$$

dove:

$\sigma_{th}$  è l'incremento di spinta sismica del terreno

$F_{ih}$  sono le forze di inerzia sismica strutturali

## 10.2. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Come detto in precedenza le sollecitazioni sono state determinate col codice di calcolo automatico SAP2000, di seguito si riportano le sollecitazioni massime lette nelle sezioni più significative.

<b>FONDAZIONE</b>			
<b>SLU</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro	1055,07	356,23	203,70
campata	725,60	355,59	/

<b>FONDAZIONE</b>			
<b>SLE</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro	745,54	252,68	145,53
campata	510,87	252,23	/

<b>PIEDRITTI</b>			
<b>SLU</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro	982,99	211,05	321,34
SEZ. H= 70	299,14	106,05	145,90
SEZ. H= 40	64,59	32,00	51,67

<b>PIEDRITTI</b>			
<b>SLE</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro	694,83	150,75	227,85
SEZ. H= 70	210,54	75,75	103,11
SEZ. H= 40	43,32	32,00	36,29

I risultati vengono di seguito riportati.

### 10.3. VERIFICHE

#### 10.3.1. Criteri di verifica

In questo paragrafo vengono riportate le verifiche strutturali condotte sulla base delle sollecitazioni provenienti dai modelli di calcolo descritti precedentemente.

Le verifiche condotte possono essere distinte nel seguente modo:

- Verifiche dello stato limite ultimo a pressoflessione
- Verifiche a taglio
- Verifiche dello stato tensionale e fessurativo

#### Verifiche dello stato tensionale

Nella verifica delle tensioni deve essere verificato che le tensioni del calcestruzzo e quelle dell'acciaio siano minori di:

Per ambiente poco aggressivo

- ◇ Cls:  $0.45 f_{ck} \Rightarrow 0.45 \cdot (0.83 \cdot 35) = 13.07 \text{ MPa}$
- ◇ Acciaio:  $0.7 f_{yk}$   
 Per barre  $\phi 30 \Rightarrow \text{Feb38K} \Rightarrow 0.7 \cdot 375 = 262.5 \text{ MPa}$   
 Per barre  $\leq \phi 26 \Rightarrow \text{Feb44K} \Rightarrow 0.7 \cdot 430 = 301.0 \text{ MPa}$

#### Verifiche dello stato fessurativo

Per tali verifiche è stato considerato un ambiente molto aggressivo per combinazione di azioni rara (apertura fessure  $\leq w_1 = 0.1 \text{ mm}$ ). Tale limite viene amplificato per 1.5 nel caso in cui il copriferro risulti maggiore del copriferro minimo, ottenendo i seguenti valori limite:

*Prospetto 7-I*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
a	Poco aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decomp. o ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Moderatamente aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara	ap. fessure e formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		frequente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$

Il calcolo dell'apertura della fessura è stato condotto coerentemente con la D.M. 9 Gennaio 1996 e relativa Circolare del 15 Ottobre 1996 dove:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m$$

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm}$$

$$S_{rm} = 2 \left( c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

In cui:

c = ricoprimento dell'armatura;

$\phi$  = diametro barra in zona tesa (diametro equivalente);

B = larghezza della sezione;

s = interasse tra le barre;

$k_2 = 0.4$  - coefficiente d'aderenza;

$k_3$  = coefficiente relativo alla forma del diagramma delle tensioni;

$\beta_1 = 1$  - coefficiente rappresentativo dell'aderenza;

$\beta_2 = 0.5$  - coefficiente rappresentativo delle condizioni di sollecitazione;

$E_s = 210000$  MPa - modulo elastico dell'acciaio;

$A_s$  = area di acciaio;

$A_{c,eff}$  = Area di cls efficace teso;

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

$\sigma_s$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata

$\sigma_{sr}$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente.

#### Verifiche dello stato limite ultimo –presso flessione

La verifica agli SLU è stata invece realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione del 20/1000 e rottura al 3.50/1000 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck}/1.6$ )
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elasto-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura al 10 0/1000 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

Nelle tabelle sono riportati oltre al momento e all'azione normale sollecitanti anche il momento resistente ultimo calcolato in base al tipo di sollecitazione e alle caratteristiche della sezione e il coefficiente di sicurezza calcolato ad azione Normale costante.

#### Verifiche a taglio (SLU)

Si esegue la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio secondo quanto previsto dal Ministero LL.PP. nel D.M. 09.01.1996 al punto 4.2.2.

#### Verifica del conglomerato

Si verifica il conglomerato controllando che risulti:

$$V_{sdu} \leq 0.25 f_{ctd} * r (1 + 50 \rho_l) * b_w * d * \delta$$

Con il seguente significato dei simboli:

- $V_{sdu}$  = taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo;
- $f_{ctd}$  = resistenza a trazione di calcolo pari a  $0.7 * f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 * 0.27 * (R_{ck})^{2/3} / 1.6 = 1.26 \text{ N/mm}^2$ ;
- $r = (1.6 - d)$  con  $d$  espressa in metri e comunque  $d \leq 0.60 \text{ m}$ ;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$  e comunque  $\rho_l \leq 0.02$ ;
- $b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio;
- $d$  = altezza utile della sezione;
- $\delta = 1$  in assenza di sforzo normale;
- $\delta = 0$  in presenza di un apprezzabile sforzo normale di trazione;
- $\delta = 1 + \frac{M_o}{M_{sdu}}$  in presenza di compressione (o di precompressione);
- $M_o$  = momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce  $M_{sdu}$  .
- $M_{sdu}$  = momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a  $M_o$ ;
- $A_{sl}$  = area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a  $45^\circ$  che si inneschi nella sezione considerata (vedi figura).

Nella verifica, per elementi armati a taglio, vengono presi in considerazione due contributi:

- la resistenza del conglomerato  $V_{cd} = 0.6 * f_{ctd} * b_w * d$
- la resistenza dell'armatura trasversale  $V_{wd} = A_{sw} * f_{ywd} * 0.9 * d/s$

Perché la verifica sia soddisfatta deve essere verificata la seguente condizione:

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

---

### 10.3.2. Fondazione - Incastro

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 100 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 1055.07 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 20 \quad \text{Armatura superiore - zona compressa} \quad y = 93.60 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 20 + 1\phi 24/20 \quad \text{Armatura inferiore - zona tesa} \quad y = 6.6 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 24/20 \quad \text{Armatura inferiore - zona tesa} \quad y = 11.40 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 1941.38 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.846$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

##### **VERIFICA SEZIONE 100x100 cm**

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$V_l = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	100	1

Armatura	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	ρ = A <sub>s</sub> /A <sub>c</sub>	V <sub>l</sub> kN	V <sub>l,tot</sub> kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/20 + 1φ24/20	38,3	0,0038300	376,09	727,41	203,70	
1φ24/20	22,6	0,0022600	351,31			

#### C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 745.54 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 5.26 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 155.44 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.139 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.3. Fondazione - Campata

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 100 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 725.60 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A_s = 1\phi 20/10 \quad \text{Armatura superiore - zona tesa} \quad y = 6.4 \text{ cm}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 \quad \text{Armatura inferiore - zona compressa} \quad y = 93.60 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 1045.92 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.441$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 510.87 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 4.34 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189.49 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.126 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.4. Piedritti - Incastro H = 100 cm

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 100 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 982.99 \text{ kNm}$$

$$N_s = 211.05 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$A'_s = 1\phi 16/20$	Armatura interna - zona compressa	y = 93.8 cm
$A_s = 1\phi 20 + 1\phi 24/20$	Armatura esterna - zona tesa	y = 6.6 cm
$A_s = 1\phi 20/40$	Armatura esterna - zona tesa	y = 11.20 cm

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 1588.21 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 211.05 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.611$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

##### VERIFICA SEZIONE 100x100 cm

##### Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)

$$Vl = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	bw cm	d cm	$\delta$
35	1,26	1	100	100	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	$\rho = A_s/A_c$	Vl kN	Vl,tot kN	Vdu kN	VERIFICA SODDISFATTA
1 $\phi$ 20/20 + 1 $\phi$ 24/20	38,3	0,0038300	<b>376,09</b>	704,13	321,34	
1 $\phi$ 20/40	7,85	0,0007850	<b>328,04</b>			

#### C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 694.83 \text{ kNm}$$

$$N_s = 150.75 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 5.61 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169.97 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.145 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.5. Piedritto - H = 70 cm

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 70 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 299.14 \text{ kNm}$$

$$N_s = 106.05 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 16/20 \quad \text{Armatura interna - zona compressa} \quad y = 63.8 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 20/20 \quad \text{Armatura esterna - zona tesa} \quad y = 6.4 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 389.40 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 106.05 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.301$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

## VERIFICA SEZIONE 100x70 cm

### Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)

$$Vl = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot bw \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	f <sub>ctd</sub> N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	bw cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	70	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	ρ = As/Ac	Vl kN	Vdu kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/20	15,7	0,0022429	245,73	145,90	

### C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 210.54 \text{ kNm}$$

$$N_s = 75.75 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 4.53 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 205.60 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.00 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm} \quad - \text{ la sezione non si fessura}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.6. Piedritto - H = 40 cm

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 40 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 64.59 \text{ kNm}$$

$$N_s = 32.00 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 16/20 \quad \text{Armatura interna - zona compressa} \quad y = 35.40 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 16/20 \quad \text{Armatura esterna - zona tesa} \quad y = 4.60 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 129.58 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 32.00 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 2.012$$

La verifica risulta soddisfatta.

**B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio**

**VERIFICA SEZIONE 100x40 cm**

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$Vl=0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1+50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	f <sub>ctd</sub> N/mm <sup>2</sup>	r =1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1,2	100	40	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	ρ = As/A <sub>c</sub>	Vl kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ16/20	10,05	0,0025125	<b>170,54</b>	<b>51,67</b>	

**C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo**

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 43.32 \text{ kNm}$$

$$N_s = 32.00 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 3.05 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 123.37 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.00 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm} \quad \text{- la sezione non si fessura}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 11. MURO D'ALA SEZIONE "B"

Per il dimensionamento dei muri d'ala di sezione tipologica "A" (Figura 20) si considera un tratto di lunghezza unitaria del muro, in corrispondenza di un'altezza dello spiccatto pari a 8.0 m.

$$H_{SX} = (H_{\max} - H_{\min}) * 2/3 + H_{\min} = (7.60 - 4.03) * 2/3 + 4.03 = 6.41 \text{ m}$$

$$H_{DX} = (H_{\max} - H_{\min}) * 2/3 + H_{\min} = (3.98 - 2.0) * 2/3 + 2.00 = 3.32 \text{ m}$$

La spinta del rinfiango viene determinata assumendo che il terreno a tergo della struttura abbia le seguenti caratteristiche geotecniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 0$$

$$K_a = 0.27$$

La massima spinta attiva del terreno a tergo, risulta pari a:

$$\sigma_{h, sx} = 20 * (6.41 + 0.7/2) * 0.27 = 36.50 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{h, dx} = 20 * (3.32 + 0.7/2) * 0.27 = 19.82 \text{ kN/m}$$

A monte si considera un sovraccarico accidentale pari a  $10 \text{ kN/m}^2$  dovuto alla presenza di eventuali mezza da cantiere.

Pertanto, la spinta attiva del sovraccarico risulta:

$$\sigma_{h, q} = 10 * 0.27 = 2.70 \text{ kN/m}^2$$

Accanto all'azione del terreno spingente si valuta l'azione indotta dal sisma sulla struttura. Per la caratterizzazione sismica dell'area si fa riferimento a quanto detto precedentemente per il dimensionamento dello scatolare.

Per le strutture in elevazione a diretto contatto con il terreno l'incremento di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche è stata valutata secondo la formulazione di Mononobe - Okabe.

Si ricava un coefficiente di spinta attivo dinamico pari a  $K_{ae} = 0.30$  e un coefficiente di spinta attivo statico pari a  $K_a = 0.27$ .

L'eccesso di spinta orizzontale del terreno in condizioni sismiche risulta:

$$\sigma_{th, sx} = \gamma * h * \Delta K_{ae} = 20.0 * (6.41 + 0.7/2) * (0.30 - 0.27) = 4.06 \text{ kN/m}^2$$

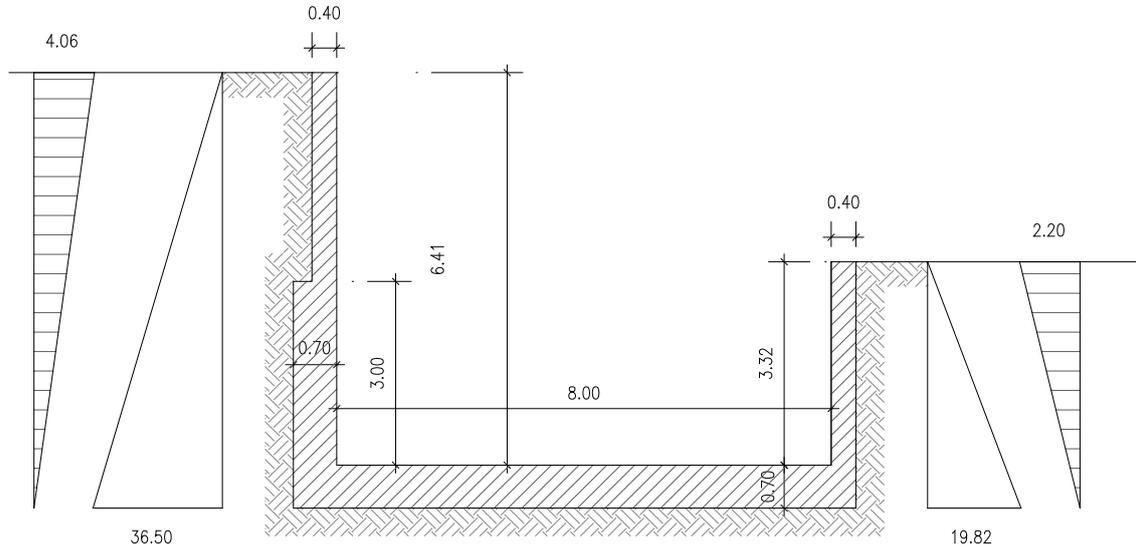
$$\sigma_{th, dx} = \gamma * h * \Delta K_{ae} = 20.0 * (3.32 + 0.7/2) * (0.30 - 0.27) = 2.20 \text{ kN/m}^2$$

La spinta sismica del terreno viene applicata ribaltando il diagramma delle sollecitazioni (Figura 20).

Il sisma induce un'inerzia alle masse, che viene valutata secondo la:

$$F_{ih} = k_h$$

L'azione sismica orizzontale legata alla massa strutturale viene applicata al modello tramite i moltiplicatori gravitazionali.



**Figura 21 - Sezione tipologica muro d'ala – Sezione "A".**

Note le azioni agenti sulla struttura si è proceduto alla simulazione della struttura attraverso un programma agli elementi finiti (*SAP2000*). L'appoggio della soletta di fondazione viene schematizzato come una trave appoggiata su suolo elastico, ovvero come una trave appoggiata su un letto di molle. Il valore della costante di sottofondo da assegnare alle molle è determinato in riferimento a un valore del modulo di reazione pari a  $K_T = 1.30 \text{ daN} / \text{cm}^3$ .

## 11.1. COMBINAZIONI DI CARICO E DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Vengono utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

### Combinazioni allo stato limite ultimo

$$SLU1 \rightarrow 1.4 * g_1 + 1.4 * g_3$$

$$SLU2 \rightarrow 1.4 * g_1 + 1.4 * g_3 + 1.5 * \sigma_{h,q}$$

### Combinazioni allo stato limite di servizio

$$TA1 \rightarrow g_1 + g_3$$

$$TA2 \rightarrow g_1 + g_3 + \sigma_{h,q}$$

dove:

$g_1$  indica il peso proprio dell'opera

$g_3$  è la spinta orizzontale del terreno

$\sigma_{h,q}$  è la spinta orizzontale del sovraccarico

Le combinazioni di carico per il sisma che verranno trattate sono:

$$S1 \rightarrow g_1 + g_3 + \sigma_{th} + F_{ih} + 0.5 * \sigma_{h,q}$$

dove:

$\sigma_{th}$  è l'incremento di spinta sismica del terreno

$F_{ih}$  sono le forze di inerzia sismica strutturali

## 11.2. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Come detto in precedenza le sollecitazioni sono state determinate col codice di calcolo automatico SAP2000, di seguito si riportano le sollecitazioni massime lette nelle sezioni più significative.

<b>FONDAZIONE</b>			
<b>SLU</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro sx	440,77	189,56	121,31
campata	230,18	158,16	/
incastro dx	79,78	86,14	33,55

<b>FONDAZIONE</b>			
<b>SLE</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
incastro sx	310,52	126,68	181,26
campata	161,21	111,85	121,33
incastro dx	55,66	60,73	33,55

<b>PIEDRITTI</b>			
<b>SLU</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
SEZ. H = 70 sx	415,02	121,24	181,26
SEZ. H= 40 sx	73,50	47,74	57,76
SEZ. H= 40 dx	68,43	46,48	55,11

<b>PIEDRITTI</b>			
<b>SLE</b>			
	Mmax (kNm)	N (kN)	T (kN)
SEZ. H = 70 sx	292,48	86,60	128,23
SEZ. H= 40 sx	51,30	34,10	40,60
SEZ. H= 40 dx	47,82	33,20	38,73

### 11.3. VERIFICHE

#### 11.3.1. Criteri di verifica

In questo paragrafo vengono riportate le verifiche strutturali condotte sulla base delle sollecitazioni provenienti dai modelli di calcolo descritti precedentemente.

Le verifiche condotte possono essere distinte nel seguente modo:

- Verifiche dello stato limite ultimo a pressoflessione
- Verifiche a taglio
- Verifiche dello stato tensionale e fessurativo

#### Verifiche dello stato tensionale

Nella verifica delle tensioni deve essere verificato che le tensioni del calcestruzzo e quelle dell'acciaio siano minori di:

Per ambiente poco aggressivo

- ◇ Cls:  $0.45 f_{ck} \Rightarrow 0.45 \cdot (0.83 \cdot 35) = 13.07 \text{ MPa}$
- ◇ Acciaio:  $0.7 f_{yk}$   
 Per barre  $\phi 30 \Rightarrow \text{Feb38K} \Rightarrow 0.7 \cdot 375 = 262.5 \text{ MPa}$   
 Per barre  $\leq \phi 26 \Rightarrow \text{Feb44K} \Rightarrow 0.7 \cdot 430 = 301.0 \text{ MPa}$

#### Verifiche dello stato fessurativo

Per tali verifiche è stato considerato un ambiente molto aggressivo per combinazione di azioni rara (apertura fessure  $\leq w_1 = 0.1 \text{ mm}$ ). Tale limite viene amplificato per 1.5 nel caso in cui il copriferro risulti maggiore del copriferro minimo, ottenendo i seguenti valori limite:

*Prospetto 7-I*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
a	Poco aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decomp. o ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Moderatamente aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara	ap. fessure e formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		frequente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$

Il calcolo dell'apertura della fessura è stato condotto coerentemente con la D.M. 9 Gennaio 1996 e relativa Circolare del 15 Ottobre 1996 dove:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m$$

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm}$$

$$S_{rm} = 2 \left( c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

In cui:

c = ricoprimento dell'armatura;

$\phi$  = diametro barra in zona tesa (diametro equivalente);

B = larghezza della sezione;

s = interasse tra le barre;

$k_2 = 0.4$  - coefficiente d'aderenza;

$k_3$  = coefficiente relativo alla forma del diagramma delle tensioni;

$\beta_1 = 1$  - coefficiente rappresentativo dell'aderenza;

$\beta_2 = 0.5$  - coefficiente rappresentativo delle condizioni di sollecitazione;

$E_s = 210000$  MPa - modulo elastico dell'acciaio;

$A_s$  = area di acciaio;

$A_{c,eff}$  = Area di cls efficace teso;

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$$

$\sigma_s$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata

$\sigma_{sr}$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente.

#### Verifiche dello stato limite ultimo –presso flessione

La verifica agli SLU è stata invece realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateaux ad una deformazione del 20/1000 e rottura al 3.50/1000 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck}/1.6$ )
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elasto-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura al 10 0/1000 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

Nelle tabelle sono riportati oltre al momento e all'azione normale sollecitanti anche il momento resistente ultimo calcolato in base al tipo di sollecitazione e alle caratteristiche della sezione e il coefficiente di sicurezza calcolato ad azione Normale costante.

#### Verifiche a taglio (SLU)

Si esegue la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio secondo quanto previsto dal Ministero LL.PP. nel D.M. 09.01.1996 al punto 4.2.2.

#### Verifica del conglomerato

Si verifica il conglomerato controllando che risulti:

$$V_{sdu} \leq 0.25 f_{ctd} * r (1 + 50 \rho_l) * b_w * d * \delta$$

Con il seguente significato dei simboli:

- $V_{sdu}$  = taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo;
- $f_{ctd}$  = resistenza a trazione di calcolo pari a  $0.7 * f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 * 0.27 * (R_{ck})^{2/3} / 1.6 = 1.26 \text{ N/mm}^2$ ;
- $r = (1.6 - d)$  con  $d$  espressa in metri e comunque  $d \leq 0.60 \text{ m}$ ;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$  e comunque  $\rho_l \leq 0.02$ ;
- $b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio;
- $d$  = altezza utile della sezione;
- $\delta = 1$  in assenza di sforzo normale;
- $\delta = 0$  in presenza di un apprezzabile sforzo normale di trazione;
- $\delta = 1 + \frac{M_o}{M_{sdu}}$  in presenza di compressione (o di precompressione);
- $M_o$  = momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce  $M_{sdu}$  .
- $M_{sdu}$  = momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a  $M_o$ ;
- $A_{sl}$  = area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a  $45^\circ$  che si inneschi nella sezione considerata (vedi figura).

Nella verifica, per elementi armati a taglio, vengono presi in considerazione due contributi:

- la resistenza del conglomerato  $V_{cd} = 0.6 * f_{ctd} * b_w * d$
- la resistenza dell'armatura trasversale  $V_{wd} = A_{sw} * f_{ywd} * 0.9 * d/s$

Perché la verifica sia soddisfatta deve essere verificata la seguente condizione:

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

LINEA AV/AC MILANO – GENOVA  
ATTRAVERSAMENTO E SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO TRASTA  
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO SCATOLARE 8.0m x 6.0m

---

### 11.3.2. Fondazione - Incastro

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 70 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 440.77 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 20/20 \quad \text{Armatura superiore - zona compressa} \quad y = 63.60 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 20/10 \quad \text{Armatura inferiore - zona tesa} \quad y = 6.4 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 698.53 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.585$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

##### **VERIFICA SEZIONE 100x70 cm**

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$V_l = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	f <sub>ctd</sub> N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	70	1

Armatura	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	ρ = A <sub>s</sub> /A <sub>c</sub>	V <sub>l</sub> kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/10	31,4	0,0044857	270,51	121,31	

#### C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 310.52 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 4.90 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172.63 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.150 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 11.3.3. Fondazione - Campata

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 70 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 230.18 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A_s = 1\phi 20/20 \quad \text{Armatura superiore - zona tesa} \quad y = 6.4 \text{ cm}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 \quad \text{Armatura inferiore - zona compressa} \quad y = 93.60 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 357.12 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.551$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 161.21 \text{ kNm}$$

$$N_s = 0.0 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 3.31 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 174.98 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.000 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm} \quad \text{- la sezione non si fessura}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 11.3.4. Piedritto - H = 70 cm

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 70 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 415.02 \text{ kNm}$$

$$N_s = 121.24 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 14/20 \quad \text{Armatura interna - zona compressa} \quad y = 64.1 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 20/10 \quad \text{Armatura esterna - zona tesa} \quad y = 6.4 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 733.36 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 121.24 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.762$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

### VERIFICA SEZIONE 100x70 cm

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$V_l = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	f <sub>ctd</sub> N/mm <sup>2</sup>	r = 1,6-d	b <sub>w</sub> cm	d cm	δ
35	1,26	1	100	70	1

Armatura	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	ρ = A <sub>s</sub> /A <sub>c</sub>	V <sub>l</sub> kN	V <sub>du</sub> kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ20/10	31,4	0,0044857	270,51	181,26	

#### C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 292.48 \text{ kNm}$$

$$N_s = 86.60 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 4.94 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.58 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.00 \text{ mm} \leq 0.1 \cdot 1.5 = 0.15 \text{ mm} \quad - \text{ la sezione non si fessura}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 11.3.5. Piedritto - H = 40 cm

#### A. Verifica dello stato limite ultimo - Presso flessione

Si procede con la verifica della sezione di dimensioni 100 x 40 cm.

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 73.50 \text{ kNm}$$

$$N_s = 47.74 \text{ kN}$$

Si predispone un'armatura pari a:

$$A'_s = 1\phi 14/20 \quad \text{Armatura interna - zona compressa} \quad y = 35.40 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 16/20 \quad \text{Armatura esterna - zona tesa} \quad y = 4.60 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni resistenti sono pari a:

$$M_{Rd} = 131.53 \text{ kNm} \geq M_s$$

$$N_{Rd} = 47.74 \text{ kN} \geq N_s$$

$$\eta = 1.789$$

La verifica risulta soddisfatta.

## B. Verifica dello stato limite ultimo - Taglio

### **VERIFICA SEZIONE 100x40 cm**

*Verifica delle armature longitudinali (Senza armatura trasversale)*

$$Vl=0,25*fctd*r*(1+50\rho)*bw*d*\delta$$

Rck N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>	r =1,6-d	bw cm	d cm	δ
35	1,26	1,2	100	40	1

Armatura	As cm <sup>2</sup>	ρ = As/Ac	Vl kN	Vdu kN	VERIFICA SODDISFATTA
1φ16/20	10,05	0,0025125	170,54	57,76	

## C. Verifica dello stato tensionale e fessurativo

Per quanto riguarda le massime sollecitazioni risultano pari a:

$$M_s = 51.30 \text{ kNm}$$

$$N_s = 34.10 \text{ kN}$$

La verifica dello stato tensionale e fessurativo fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_{cls} = 3.65 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 147.75 \text{ MPa} < 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa}$$

$$w = 0.00 \text{ mm} \leq 0.1 * 1.5 = 0.15 \text{ mm} \quad \text{- la sezione non si fessura}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.