

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

IN15 – Tombino idraulico al km 34+758

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-
---

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

NR1J    01    D    29    CL    IN1500    001    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Serrau <i>F. Serrau</i>	05-2020	M. Monda <i>M. Monda</i>	05-2020	T. Paoletti <i>T. Paoletti</i>	05-2020	Arduini <i>Arduini</i>

ITALFERM s.p.a.  
 Direzione Tecnica  
 Infrastrutture Centro  
 Direzione Edilizia Arduini  
 Definizione progetti e progetti  
 n. 18992/2019

File: NR1J01D29CLIN1500001A.DOC

n. Elab.: 307.26

## INDICE

1.	PREMESSA .....	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
4.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	7
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
5.1	DATI GENERALI.....	8
5.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	8
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
7.	CRITERI PROGETTUALI .....	11
7.1	VITA NOMINALE .....	11
7.2	CLASSE D'USO .....	11
7.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	11
8.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	12
8.1	GEOMETRIA SCATOLARE.....	12
8.1.1	<i>Peso proprio (g1)</i> .....	12
8.1.2	<i>Pesi permanenti non strutturali (g2)</i> .....	12
8.1.3	<i>Spinta statica del terreno (g2k)</i> .....	14
8.1.4	<i>Azione del sovraccarico accidentale mobile (<math>Q_{VK}</math> e <math>q_{vk}</math>)</i> .....	16
8.2	VARIAZIONE TERMICA .....	21
8.3	RITIRO .....	21
8.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	21
9.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	28
10.	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	34
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	34

10.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE.....	37
11.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	42
11.1	SEZIONE 1 – SOLETTA SUPERIORE APPOGGIO – VERIFICA PER MOMENTO NEGATIVO .....	42
11.2	SEZIONE 2 – SOLETTA SUPERIORE MEZZERIA – VERIFICA PER MOMENTO POSITIVO .....	45
11.3	SEZIONE 3 – PIEDRITTO TESTA .....	47
11.4	SEZIONE 4 – PIEDRITTO PIEDE .....	50
11.5	SEZIONE 5 – FONDAZIONE – SEZIONE IN CORRISPONDENZA DI ATTACCO AL PIEDRITTO .....	53
11.6	SEZIONE 6 – FONDAZIONE – SEZIONE IN MEZZERIA .....	56
12.	VERIFICA MURO.....	58
13.	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	62
13.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	62
13.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	63
14.	RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA .....	67

## 1. PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche **per il tombino idraulico IN15 alla pk 34+758.**

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018
- ✓ Manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 2;
- ✓ Manuale di progettazione RFI DTC SI CS MA IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 3;
- ✓ Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili - RFI DTC SI PS SP IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 6;
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

Relazione tecnica descrittiva	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	I	N	1	5	0	0	0	0	1	A
Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	I	N	1	5	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo scatolare	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	5	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo opere provvisionali	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	5	0	0	0	0	2	A
Fasi costruttive 1/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	5	0	0	0	0	1	A
Fasi costruttive 2/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	5	0	0	0	0	2	A
Scavi e opere provvisionali -Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	N	1	5	0	0	0	0	1	A
Carpenteria scatolare - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	5	0	0	0	0	3	A

#### 4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

##### unità di misura principali

<b>N</b>	(Newton)	unità di forza
<b>m</b>	(metro)	unità di lunghezza
<b>kg</b>	(kilogrammo-massa)	unità di massa
<b>s</b>	(secondo)	unità di tempo

##### unità di misura derivate

<b>kN</b>	(kiloNewton)	$10^3$ N
<b>MN</b>	(megaNewton)	$10^6$ N
<b>kgf</b>	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b>	(centimetro)	$10^{-2}$ m
<b>mm</b>	(millimetro)	$10^{-3}$ m
<b>Pa</b>	(Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b>	(kiloPascal)	$10^3$ N/m <sup>2</sup>
<b>MPa</b>	(megaPascal)	$10^6$ N/m <sup>2</sup>
<b>N/m<sup>3</sup></b>	(peso specifico)	
<b>g</b>	(accelerazione di gravità)	~9.81 m/s <sup>2</sup>

##### corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	(sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon$	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\varphi$	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 Dati generali

L'opera è in calcestruzzo cementizio armato.

Le caratteristiche dei materiali previsti dal progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo  
Si prevede solo l'impiego di calcestruzzo gettato in opera.
- Armature lente in barre  
Si utilizza acciaio tipo B450C.

### 5.2 Caratteristiche tecniche

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

#### Calcestruzzo strutture scatolari C30/37 – Classe di esposizione XA1 – Ambiente aggressivo

$R_{ck}$ =	37	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{ck}$ =	30	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{cm}$ =	38	Mpa	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
$f_{ctm}$ =	2.9	Mpa	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$f_{ctm}$ =	3.48		Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$f_{ctk,0,05}$ =	2.0	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%)
$f_{ctk,0,95}$ =	3.8	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%)
$E_{cm,t0}$ =	33000	Mpa	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo
$E_{cm,t\infty}$ =		Mpa	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo atempo infinito
$\epsilon_{c1}$ =	2.2	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu1}$ =	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$\epsilon_{c2}$ =	2.0	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu2}$ =	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$n$ =	2.00		
$\epsilon_{c3}$ =	1.8	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu3}$ =	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$C=50$ mm			Copriferro

Acciaio per ca

<b>TIPO</b>	<b>B450 C</b>	<b>Mpa</b>	Tipo di acciaio
$f_{yk} =$	450	<b>Mpa</b>	Tensione Caratteristica di Snervamento
$f_{tk} =$	540	<b>Mpa</b>	Tensione Caratteristica di Rottura
Verifiche agli SLU			
$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio
$f_{yd} =$	391	<b>Mpa</b>	Resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio
Verifiche agli SLE			
$\sigma_s =$	360	<b>Mpa</b>	Massima tensione nel l'acciaio in combinazione RARA

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano il modello geotecnico relativo al tratto in cui è posizionato il tombino IN15.

- Modello geotecnico n° 6, dalla pk 34+600 alla pk 36+050

Unità geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E (MPa)
U2a	Sabbia limosa /limo sabbioso	0	10	10	16	GG	30	0	20
U3a	PVI-Depositi vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	10	18	8	17	GG	32	0	55
U4a	Roccia basaltica	18	30	12	26	R	40	0	5000 (*)

- Falda: non rilevata
- Categoria del suolo: E

La fondazione dello scatolare ricade nell'unità U2a.

## 7. CRITERI PROGETTUALI

### 7.1 Vita Nominale

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella seguente estratta dal manuale di progettazione:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione con vita nominale **75 anni**.

### 7.2 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari ad 1.00.

### 7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = 712$

## 8. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

### 8.1 Geometria scatolare

- Spessore soletta di fondazione: 0.50 m;
- Spessore piedritti: 0.50 m;
- Spessore soletta di copertura: 0.50 m;
- Larghezza netta: 3.00 m;
- Altezza netta: 2.00 m.

#### 8.1.1 *Peso proprio (g1)*

Il software calcola in automatico il peso degli elementi strutturali.

Si considera un peso di unità di volume per il calcestruzzo armato pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 8.1.2 *Pesi permanenti non strutturali (g2)*

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti al di sopra della soletta superiore:

- Ballast e armamento:  $0.80 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 16.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- Sub-ballast:  $0.12 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 2.16 \text{ kN/m}^2$ ;
- Supercompattato:  $0.30 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 6.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- Ricoprimento  $2.77 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 55.40 \text{ kN/m}^2$ .
- Peso totale dei permanenti portati:  $g_2 = 80.00 \text{ kN/m}^2$ .

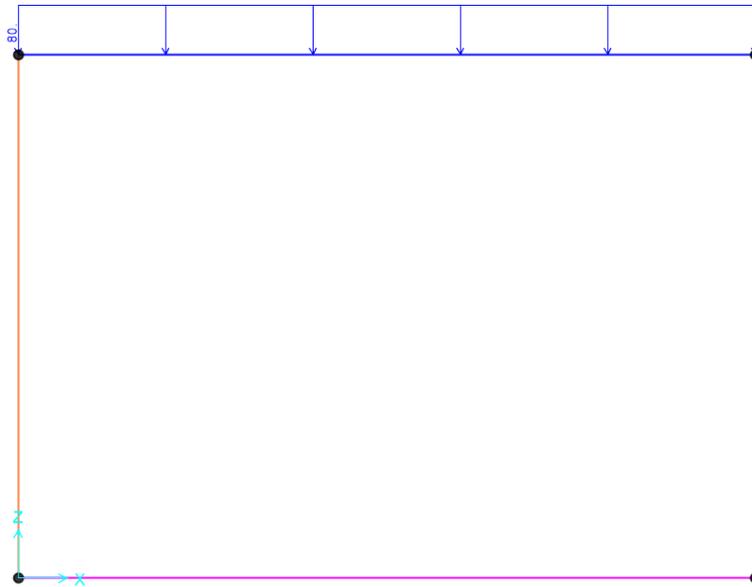


Figure 1: ricoprimento

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto:  $80 \times (0.50/2) = 19$  kN.



Figure 2: carico concentrato nei nodi d'angolo

### 8.1.3 Spinta statica del terreno (g2k)

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

### Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula:

$$P = h \cdot \gamma \cdot K_0$$

e per cui risulta alle diverse quote:

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(38) = 0.384$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:  
 $P_1 = 0.384 \cdot (0.80 \cdot 20.00 + 0.12 \cdot 18.00 + 0.30 \cdot 20.00 + 2.77 \cdot 20) = 31 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:  
 $P_2 = P_1 + 0.384 \cdot (0.50/2 \cdot 20.00) = 33 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:  
 $P_3 = P_2 + 0.384 \cdot 20.00 \cdot (0.50/2 + 2.00 + 0.50/2) = 52 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:  
 $P_4 = P_3 + 0.384 \cdot 0.50/2 \cdot 20.00 = 54 \text{ kN/m}^2$

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra le solette e i piedritti, per la *SPTSX* e per la *SPTDX* la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore:

- Spinta sul semispessore della soletta superiore:  
 $F_1 = (P_1 + P_2) \cdot (0.50/2) / 2 = 8.00 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:  
 $F_2 = (P_3 + P_4) \cdot (0.50/2) / 2 = 13.00 \text{ kN/m}$

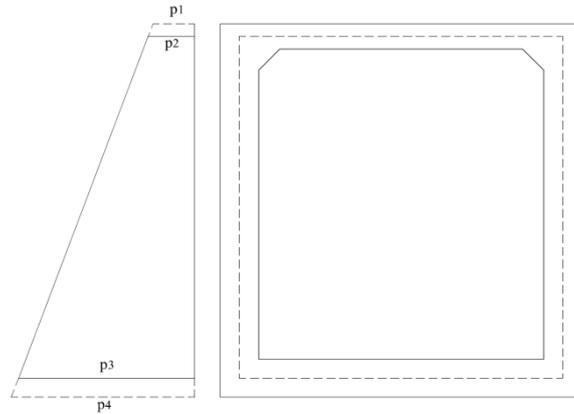


Figure 3: – Spinta del terreno

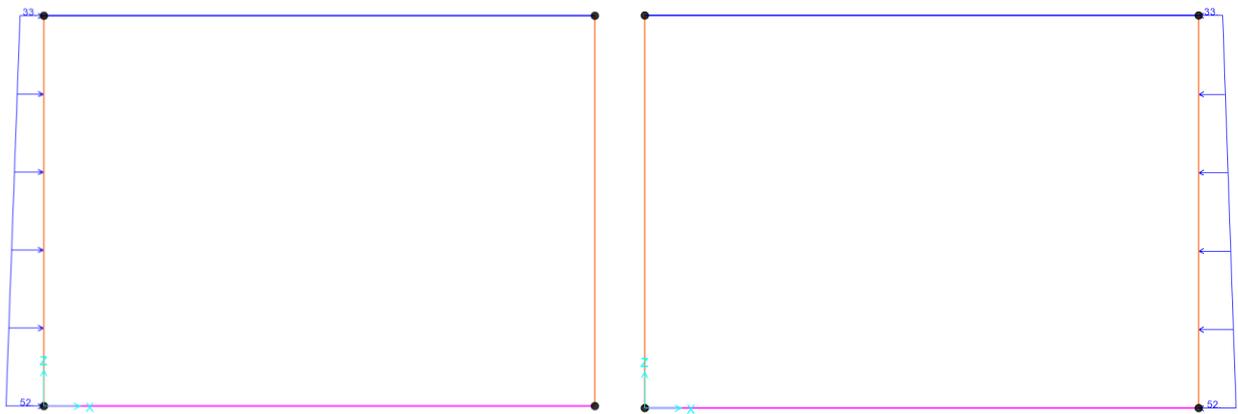


Figure 4: – Spinta del terreno – carico distribuito

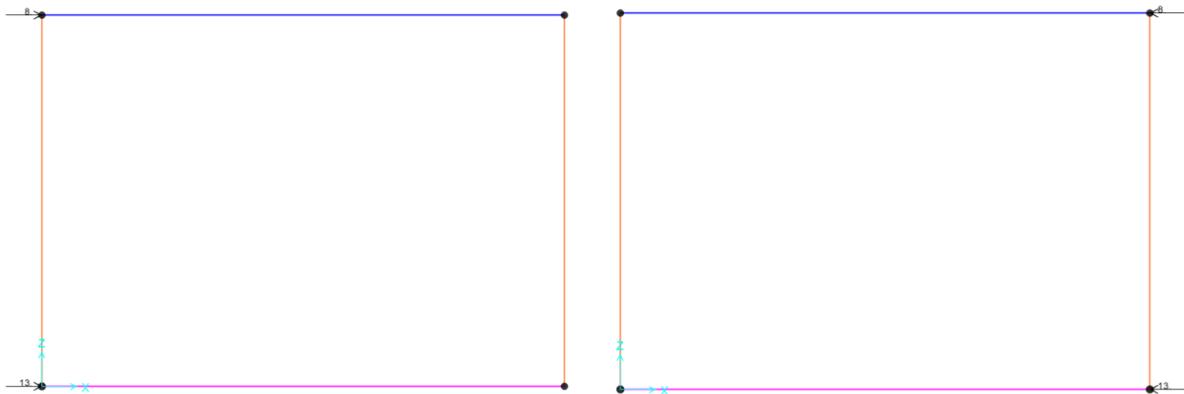


Figure 5: – Spinta del terreno – carico concentrato

### 8.1.4 Azione del sovraccarico accidentale mobile ( $Q_{vk}$ e $q_{vk}$ )

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 e il carico verticale dovuto al treno LM71.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

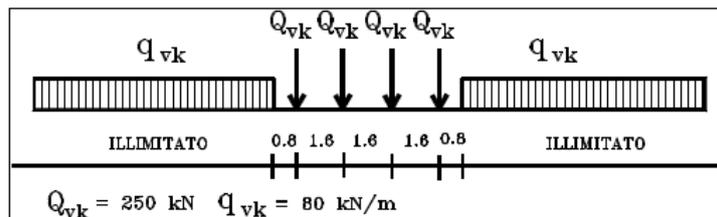


Figure 6: – Treno di carico LM71

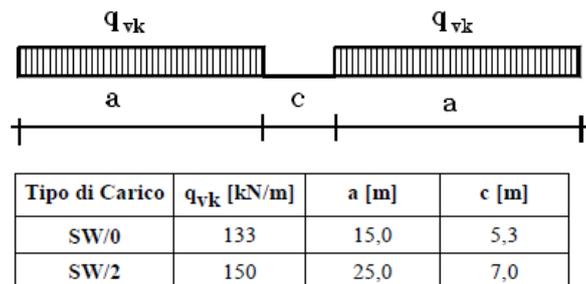


Figure 7: – Treno di carico SW

I valori dei suddetti carichi devono essere amplificati mediante un coefficiente di adattamento "α", variabile in funzione della tipologia di infrastruttura, e un coefficiente dinamico "Φ", che tiene conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

**5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera  $\leq 5,0$  m e luce libera  $\leq 8,0$  m).**  
Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del  $\Phi$  pari a 0,9, da applicare al coefficiente  $\Phi$

$$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$$

Coefficiente di amplificazione dinamica  $\Phi$ , per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = 1.35$$

Il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , invece, viene assunto pari a 1.10.

**Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili:**

I sovraccarichi ferroviari (LM71 e SW2) si distribuiscono attraverso il ricoprimento con una pendenza 1 a 4 all'interno del ballast, con un angolo di diffusione pari all'angolo di attrito interno del terreno nel rinterro e con la pendenza a 45° all'interno del CLS, per cui la diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_T = \text{larghezza traversina} = 2.40 \text{ m}$$

$$h_{\text{Ballast sotto la traversina}} = 0.40 \text{ m}$$

$$h_{\text{subballast}} = 0.12 \text{ m}$$

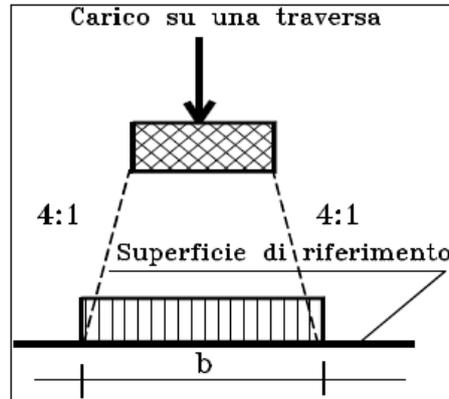
$$h_{\text{supercompattato}} = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{rilevato}} = 2.77 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 0.50 \text{ m}$$

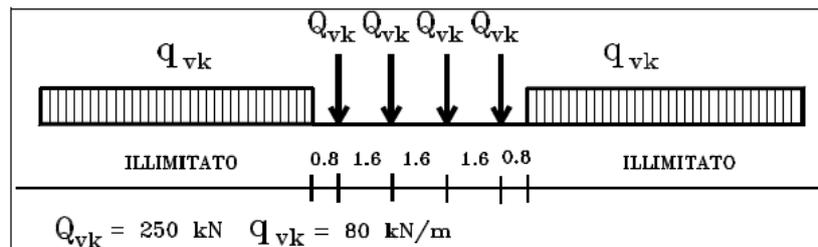
**Larghezza di diffusione in direzione trasversale  $b_t$ :**

$$b_t = L_T + 2x(h_{\text{ballast}}/4 + h_{\text{subballast}}/4 + h_{\text{supercompattato}}/4 + h_{\text{rilevato}} * \text{tg}38^\circ + h_{\text{soletta}}/2) = 7.64 \text{ m}$$



**LM71 quattro assi da 250 kN e distribuito di 80 kN/m<sup>2</sup>**

Treno LM71



**Larghezza di diffusione in direzione longitudinale b<sub>L</sub>:**

$$b_L = 1.60 \times 3 + 2 \times (h_{ballast}/4 + h_{subballast}/4 + h_{supercompattato}/4 + h_{rilevato} \cdot \text{tg}38^\circ + h_{soletta}/2) = 10.04 \text{ m}$$

**Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate – Treno di carico LM71**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 1.10 \times 1.35 \times 4 \times 250 / (7.64 \times 10.04) = 19 \text{ kN/m}^2$$

**Carico ripartito prodotto dal carico distribuito – Treno di carico LM71**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 7.64 \times 1.10 \times 1.35 = 16 \text{ kN/m}^2$$

**Carico ripartito prodotto dal carico distribuito – Treno di carico SW/2**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 7.64 \times 1.00 \times 1.35 = 27 \text{ kN/m}^2$$

In funzione della distribuzione dei carichi, il treno di carico SW2 risulta essere peggiore rispetto al treno di carico LM71. Inoltre, in funzione della distribuzione dei carichi relativa ai due binari si ha una fascia maggiore di un metro nella quale i carichi dei treni si sovrappongono. Pertanto, il carico dovuto al passaggio dei convogli sarà pari al doppio di quello calcolato, ovvero:

$Q_{vk}$  (a livello dell'asse della soletta) =  $2 \times [1.00 \times 1.35 \times 150 / 7.64] = 54 \text{ kN/m}^2$

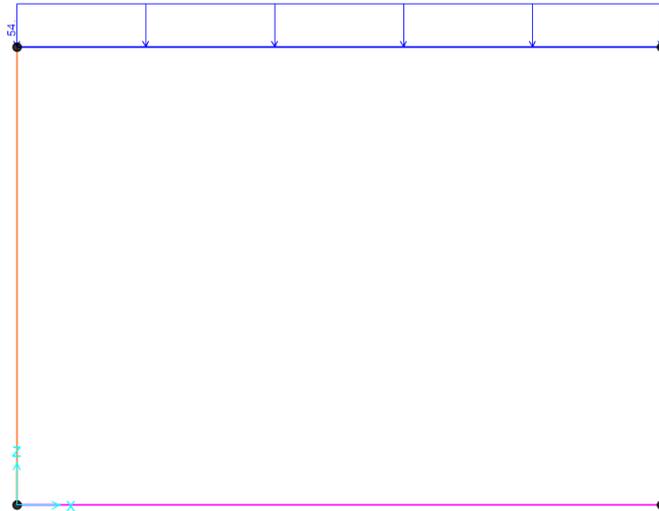


Figure 8: – Treno di carico sulla soletta

### Spinta sui piedritti SPACC

A tergo dello scatolare, per una larghezza di 3 metri, si considera una pressione agente sui piedritti prodotta dalle quattro forze concentrate. Tale carico non sarà moltiplicato per il coefficiente dinamico  $\phi$ .

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

### **Pressione del carico accidentale sui piedritti – LM71 (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)**

$$q_{SPACCSX} = 2 \times [1.10 \times 4 \times 250 / (7.64 \times 3.00)] \times 0.384 = 37 \text{ kN/m}^2$$

### **Pressione del carico accidentale sui piedritti – SW/2 (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)**

$$q_{SPACCSX} = 2 \times [1.00 \times 150 / 7.64] \times 0.384 = 15.00 \text{ kN/m}^2$$

In funzione della distribuzione dei carichi, la pressione sui piedritti esercitata dal treno di carico LM71 risulta essere peggiore rispetto al treno di carico SW/2.

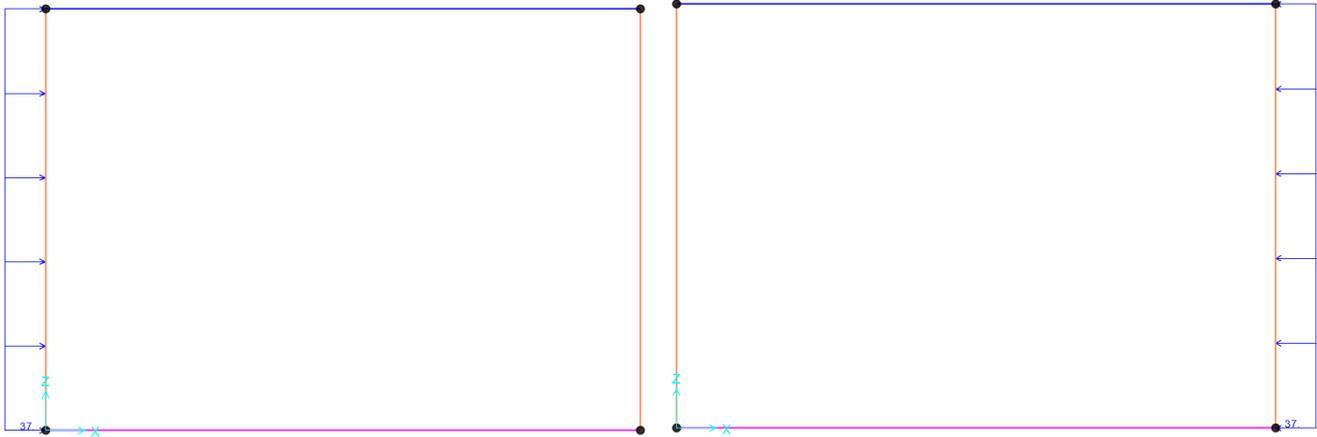


Figure 9: - Spinta del carico accidentale sui piedritti

#### Avviamento e frenatura AVV

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento del carico LM71 in quanto maggiormente gravose per la struttura in esame. Le azioni in esame vengono ripartite trasversalmente sulla sola larghezza di diffusione trascurando di fatto il ruolo di diaframma della soletta stessa che ripartirebbe le azioni orizzontali sull'intera opera:

$$Q_{avv} = \alpha \times A_{vv} / L_t = 1.10 \times 33 / 7.64 = 4.80 \text{ kN/m}^2$$

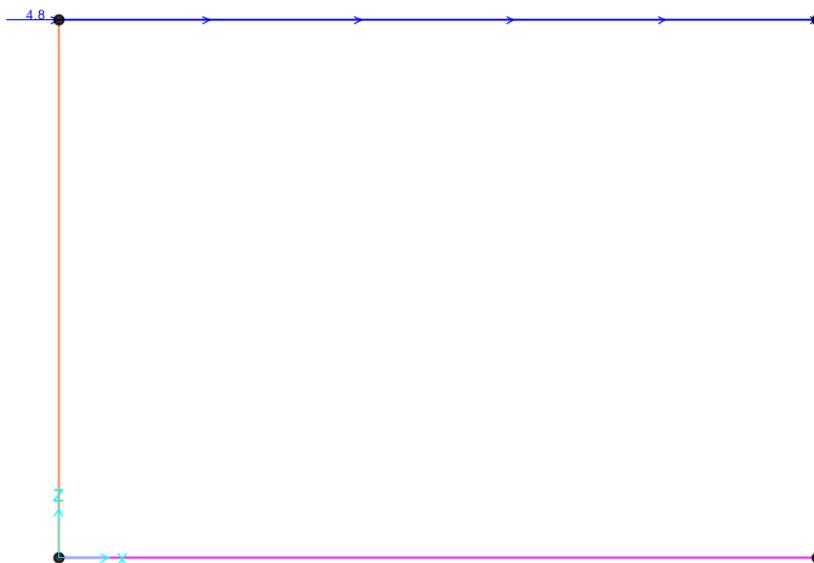


Figure 10: – avviamento

## 8.2 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata alla soletta di copertura è pari a  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ .

La variazione termica a farfalla applicata alla soletta di copertura è pari a  $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ .

## 8.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti  $\varepsilon_{cs}$  deformazione da ritiro totale e  $\phi(t, t_0)$  coefficiente di viscosità, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1.

In definitiva, i fenomeni di ritiro vengono considerati applicando alla soletta di copertura una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_{rit} = -10^\circ\text{C}.$$

## 8.4 Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale  $V_N = 75$  anni ed una classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$ .

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 712 anni.

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g \rightarrow$  accelerazione massima al sito;

$F_0 \rightarrow$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Il tracciato oggetto di studio ha una lunghezza di circa 12 km. Dal punto di vista della caratterizzazione sismica è stato suddiviso in due tratte:

- Tratto 1: dalla pk 27 +769 alla pk 34+500
- Tratto 2: dalla pk 34+500 alla pk 39+497

All'interno dei tratti sono state individuate tre categorie di sottosuolo:

- Categoria di sottosuolo B a cui corrisponde un valore di  $S_s$  pari a 1.20
- Categoria di sottosuolo C a cui corrisponde un valore di  $S_s$  pari a 1.50
- Categoria di sottosuolo E a cui corrisponde un valore di  $S_s$  pari a 1.60

Nel caso in esame la categoria, la categoria di sottosuolo è la E.

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale che specifica la caratterizzazione sismica di tutta la linea, il valore dell'accelerazione  $a_g$ , valido per la seconda tratta, è considerato in corrispondenza della stazione Vigna di valle e, risulta pari a:

$$a_g = 0.071 \text{ g}$$

Per la categoria di sottosuolo la categoria E a cui è associato un valore di  $S_s$  pari a 1.60.

Per la valutazione dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo del ministero.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
12.21078

LATITUDINE  
42.07699

---

Ricerca per comune

REGIONE  
Lazio

PROVINCIA  
Roma

COMUNE

---

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

**Interpolazione**

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle posti individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figure 11: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito



Figure 12: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.036	2.660	0.248
SLD	75	0.041	2.674	0.274
SLV	712	0.071	2.929	0.349
SLC	1462	0.082	3.004	0.381

Figure 13: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

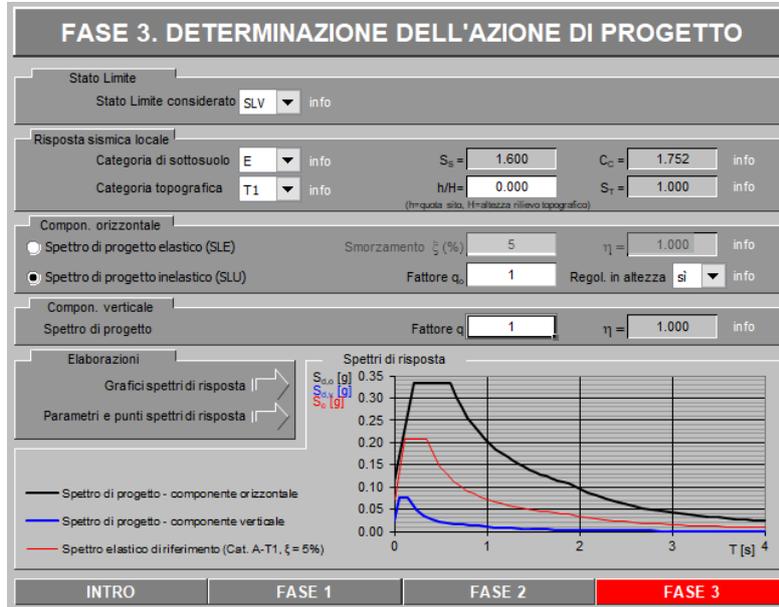


Figure 14: Determinazione dell'azione di progetto

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.071 g
$F_o$	2.929
$T_c$	0.349 s
$S_s$	1.600
$C_c$	1.752
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.600
$\eta$	1.000
$T_B$	0.204 s
$T_C$	0.611 s
$T_D$	1.884 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_s(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.113
$T_B$	0.204	0.332
$T_C$	0.611	0.332
	0.672	0.302
	0.733	0.277
	0.793	0.256
	0.854	0.238
	0.914	0.222
	0.975	0.208
	1.035	0.196
	1.096	0.185
	1.157	0.176
	1.217	0.167
	1.278	0.159
	1.338	0.152
	1.399	0.145
	1.460	0.139
	1.520	0.134
	1.581	0.129
	1.641	0.124
	1.702	0.119
	1.763	0.115
	1.823	0.111
$T_D$	1.884	0.108
	1.984	0.097
	2.085	0.088
	2.186	0.080
	2.287	0.073
	2.388	0.067
	2.488	0.062
	2.589	0.057
	2.690	0.053
	2.791	0.049
	2.891	0.046
	2.992	0.043
	3.093	0.040
	3.194	0.038
	3.295	0.035
	3.395	0.033
	3.496	0.031
	3.597	0.030
	3.698	0.028
	3.798	0.027
	3.899	0.025
	4.000	0.024

Figure 15: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

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

dove :

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

$g$  = accelerazione di gravità;

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

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

- $k_h = 0.1136$
- $k_v = \pm 0.0568$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi permanenti strutturali (G1) e ai carichi permanenti non strutturali (G2). Si assume inoltre, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari  $\psi_2 = 0.20$ .

#### **Sisma orizzontale**

Forza orizzontale totale sulla soletta di copertura:

$$F_{h,1} = (20 \times 0.80 + 18 \times 0.12 + 20 \times 0.30 + 20 \times 2.77 + 25 \times 0.50 + 54 \times 0.20) \times 0.1136 = 11.70 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F_{h,2} = 25 \times 0.50 \times 0.1136 = 1.45 \text{ kN/m}$$

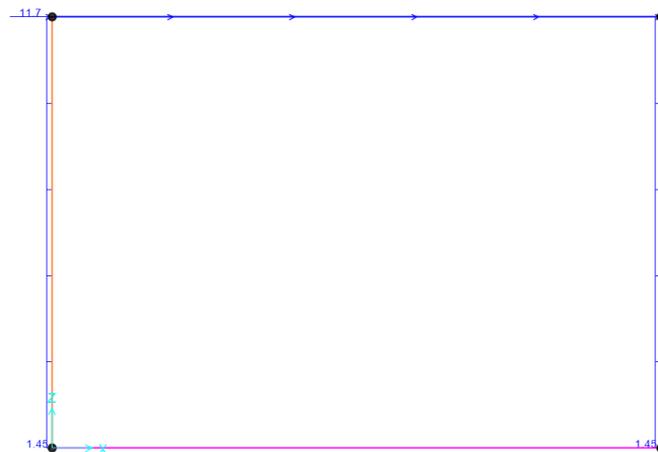


Figure 16: inerzia orizzontale

### Sisma verticale

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F_{v,1} = (20 \times 0.80 + 18 \times 0.12 + 20 \times 0.30 + 20 \times 2.77 + 25 \times 0.50 + 54 \times 0.20) \times 0.0568 = 5.90 \text{ kN/m}$$

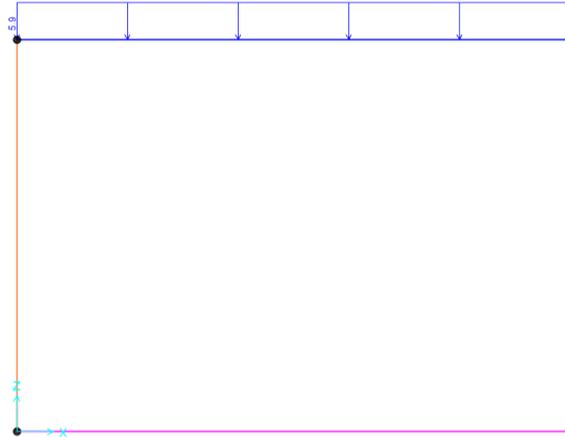


Figure 17: inerzia verticale

### Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre vengono determinate in base alla teoria di Wood secondo cui la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H vale:

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

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.1136 \times 20 \times 3.00^2 = 20.5 \text{ kN}$$

Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

$$SPSSX = 0.1136 \times 20 \times 3.00 = 6.80 \text{ kN/m}$$



Figure 18: sovrappinta sismica di wood

## 9. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni descritte nei paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto in base a quanto prescritto dalle NTC.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nella valutazione dell'azione sismica, la risposta è calcolata unitariamente per le due componenti come segue:

- $E1 = \pm 1.00 E_x \pm 0.30 E_z$
- $E2 = \pm 0.30 E_x \pm 1.00 E_z$

Con  $E_x$  ed  $E_z$  rappresentative rispettivamente dell'azione sismica orizzontale in direzione x e verticale in direzione z.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	-	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )
	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )
	Altri	-	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	-
	Altri	-	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>o</sup> )	-

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante  
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc.)  
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: 0.6 per impalcati con 2 binari caricati e 0.4 per impalcati con tre o più binari caricati.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti. In particolare nel calcolo della struttura in esame si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	FWk	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	Tk	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Si riportano di seguito le combinazioni di carico allo SLU, allo SLE e sismiche allo SLV implementate nel modello di calcolo:

n° Load Case	Load Case
1	dead
2	ricoprimento
3	SPTSX - spinta terreno da sx
4	SPTDX - spinta terreno da dx
5	treno (ACCM) - carico verticale treno
6	SPACCSX - spinta treno da sx
7	SPACCSX - spinta treno da dx
8	avviamento e frenatura
9	$\Delta T +15$ uniforme
10	$\Delta T -15$ uniforme
11	$\Delta T +5$ lineare
12	$\Delta T -5$ lineare
13	ritiro
14	inerzia orizzontale
15	inerzia verticale
16	wood

Tabella 9.1: casi elementari di carico

n° Load Case	Load Case	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	SLU 11	SLU 12	SLU 13	SLU 14	SLU 15
1	dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
2	ricoprimento	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SPACCDX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
9	$\Delta T +15$ uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00
10	$\Delta T -15$ uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
11	$\Delta T +5$ lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
12	$\Delta T -5$ lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
14	inerzia orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	inerzia verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	wood	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9.2: combinazioni di carico allo SLU

n° Load Case	Load Case	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8	RARA 9	RARA 10	RARA 11	RARA 12	RARA 13	RARA 14	RARA 15	QP 1	QP 2	QP 3
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SPACCDX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
9	ΔT+15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00
10	ΔT-15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
11	ΔT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
12	ΔT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
14	inerzia orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	inerzia verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	wood	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9.3: combinazioni di carico allo SLE – Rara e Quasi Permanente

n° Load Case	Load Case	SLV 1	SLV 2	SLV 3	SLV 4	SLV 5	SLV 6	SLV 7	SLV 8	SLV 9	SLV 10	SLV 11	SLV 12
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.00	0.20
7	SPACCDX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	ΔT+15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
10	ΔT-15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
11	ΔT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
12	ΔT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	inerzia orizzontale	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00
15	inerzia verticale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
16	wood	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00

Tabella 9.4: combinazioni di carico in fase sismica allo SLV

Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- dead: peso proprio elementi strutturali
- ricoprimento: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- ACCM: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- ΔT+15uniforme: variazione termica positiva uniforme

- $\Delta T+15$  uniforme: variazione termica negativa uniforme
- $\Delta T+5$  lineare: variazione a farfalla
- $\Delta T-5$  lineare: variazione a farfalla
- Ritiro: variazione termica equivalente
- inerzia orizzontale: forza sismica orizzontale
- inerzia verticale: forza sismica verticale
- wood: spinta sismica del terreno sul piedritto

## 10. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni compressive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza.

Convenzione assi

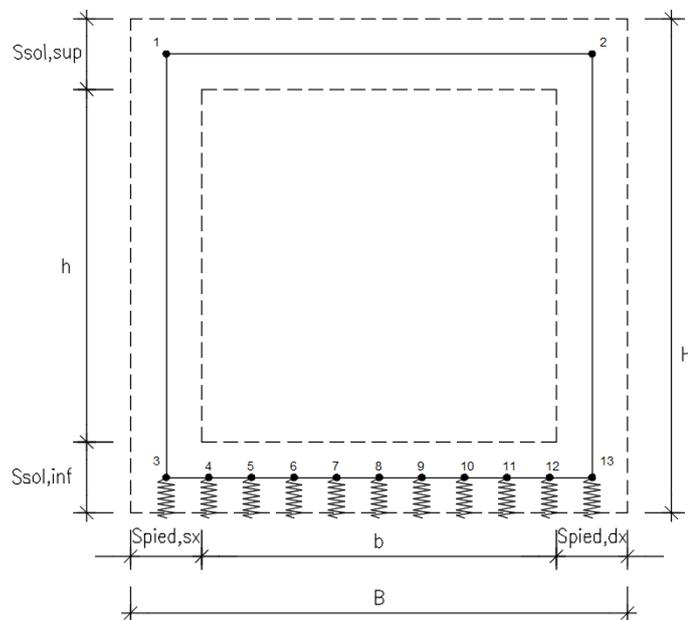
x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

### 10.1 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite **molle alla Winkler**.



La fondazione è appoggiata su un insieme di molle elastiche che simulano la risposta del terreno di fondazione sottostante (molle alla Winkler calibrate sul modello geotecnico del terreno).

Il coefficiente di Winkler verticale è stato valutato secondo la relazione di Vesic (1965) che propone la seguente formula:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[11]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = 20 MPa	modulo elastico del terreno
$\nu = 0.3$	coefficiente di poisson
b = 1m	larghezza unitaria della fondazione
h = 0.5 m	spessore della fondazione
J = 0.010417 m <sup>4</sup>	inerzia trave
K <sub>w</sub> = 11271 kN/m <sup>3</sup>	coefficiente di sottofondo alla Winkler

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

Per la rigidità delle molle, si assume quindi un valore del modulo di reazione verticale K<sub>s</sub>=11271 kN/m<sup>3</sup>. Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$K_{centrale} = K_s \times (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 3945 \text{ kN/m}$$

$$K_6 \dots\dots K_{10} = 3945 \text{ kN/m}$$

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

$$K_3 = K_{13} = 2 \times K_s \times [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 / 2 + S_p/2] = 9580 \text{ kN/m}$$

Ed infine i valori delle molle nei nodi 4, 5, 11 e 12 come da letteratura si assumono:

$$K_4 = K_5 = K_{11} = K_{12} = 1.5 \times K_{centrale} = 5917 \text{ kN/m}$$

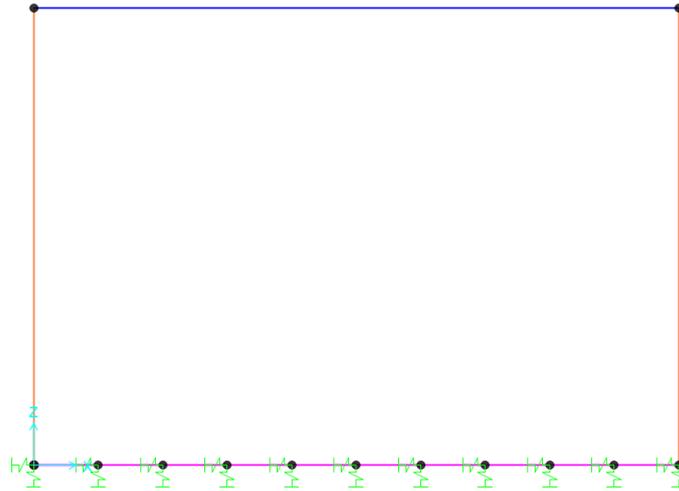


Figure 19: – vista standard del modello

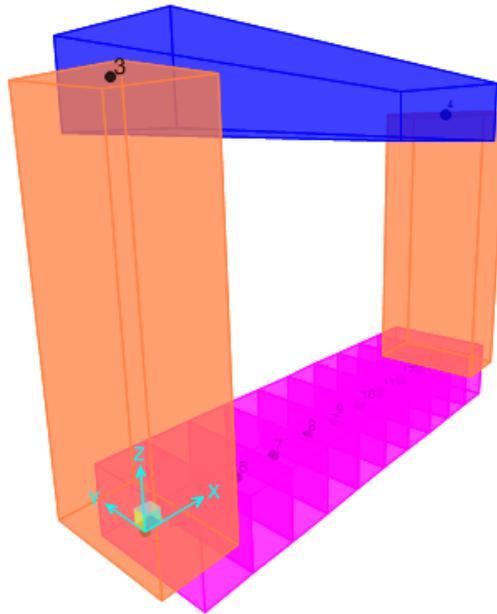


Figure 20: – vista estrusa del modello

### 10.2 Risultati analisi strutturale

Di seguito si riportano gli inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni relative ai tre stati limite considerati.

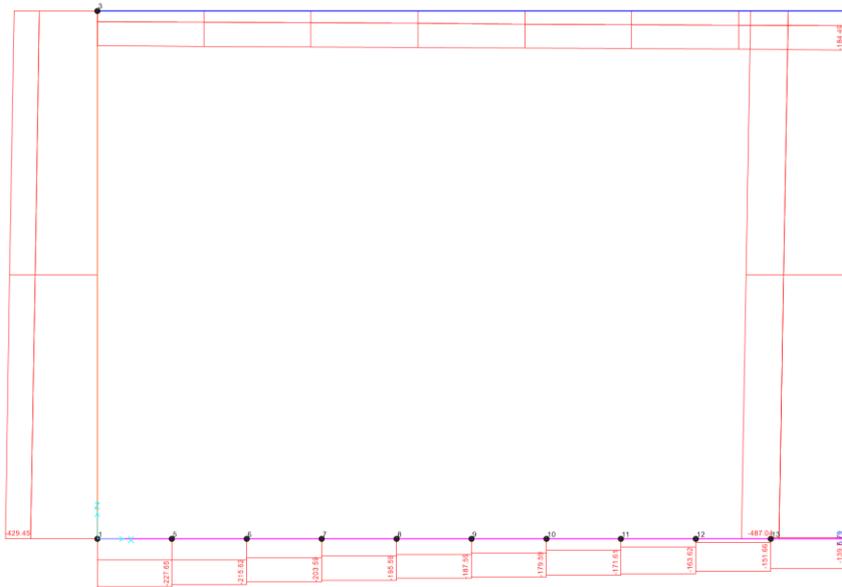


Figure 21: – Inviluppo N - SLU

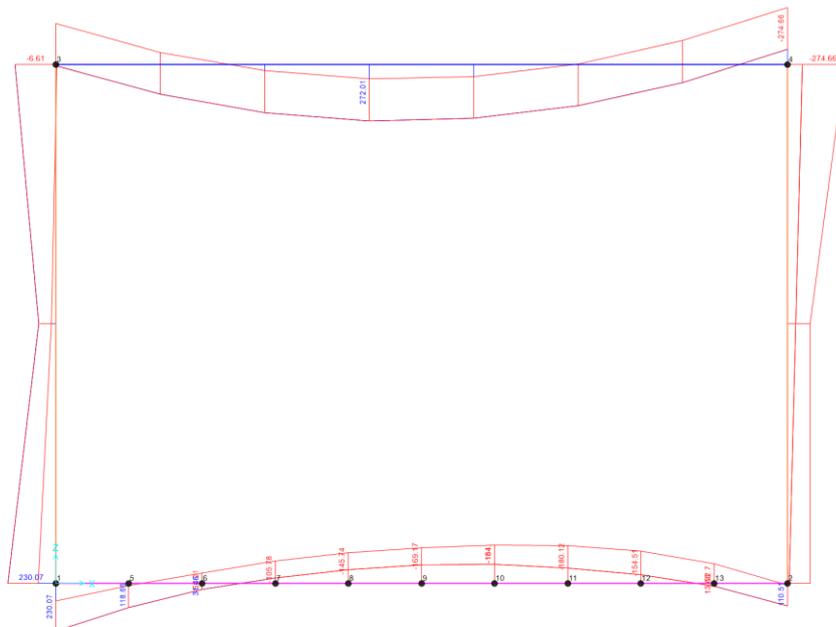


Figure 22: – Inviluppo M - SLU

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	38 di 67

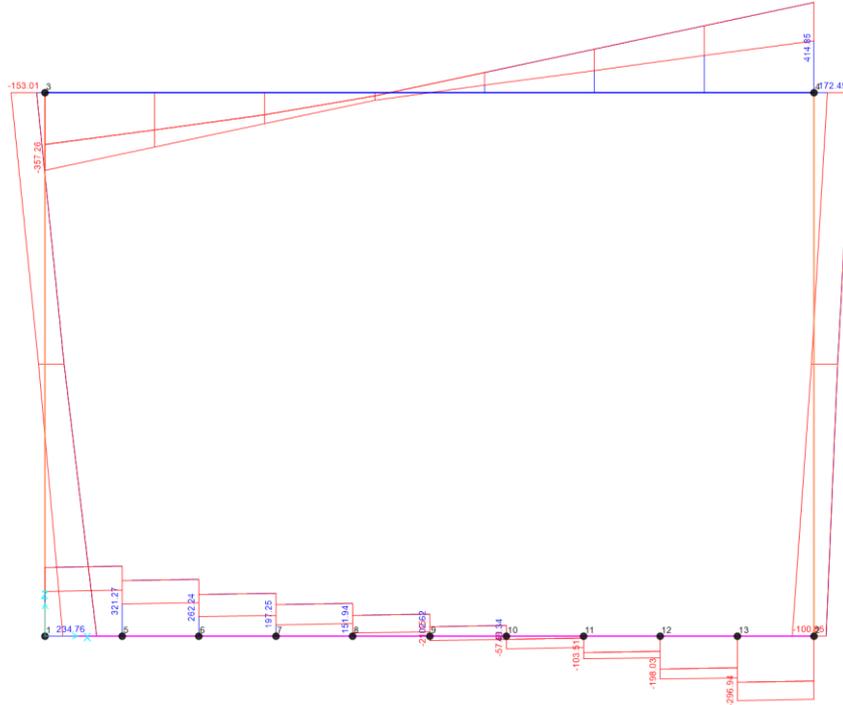


Figure 23: – Involuppo V - SLU

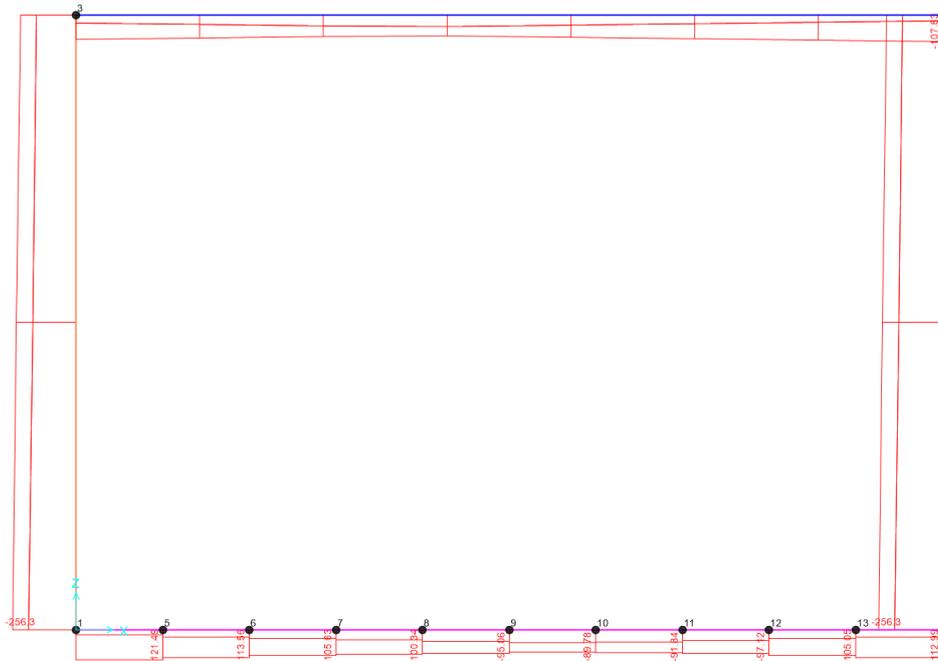


Figure 24: – Involuppo N - SLV

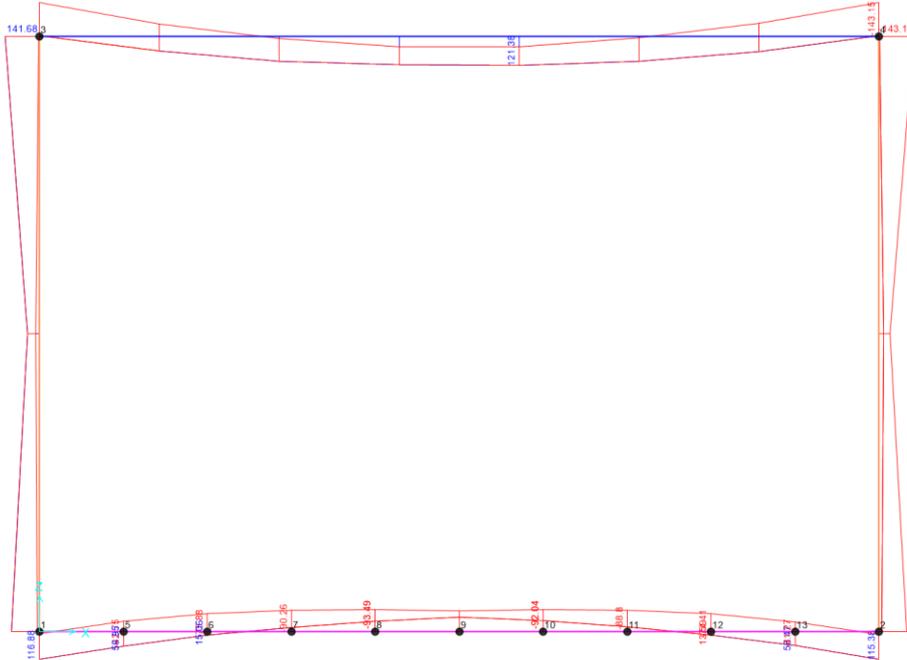


Figure 25: – Involupto M - SLV

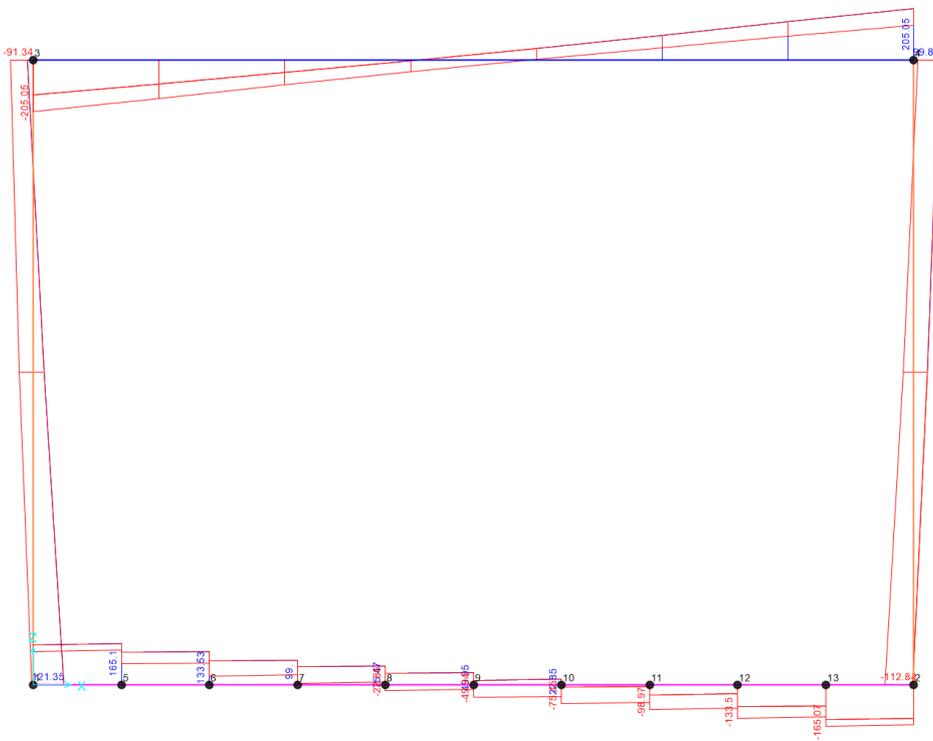


Figure 26: – Involupto V - SLV

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	40 di 67

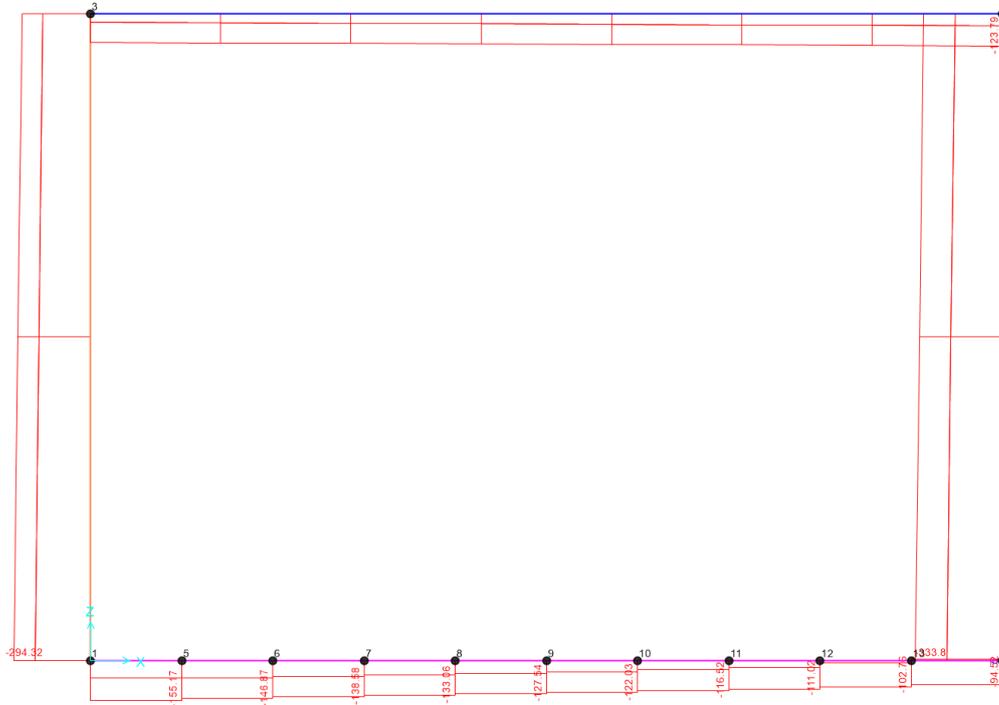


Figure 27: - Involuppo N - RARA

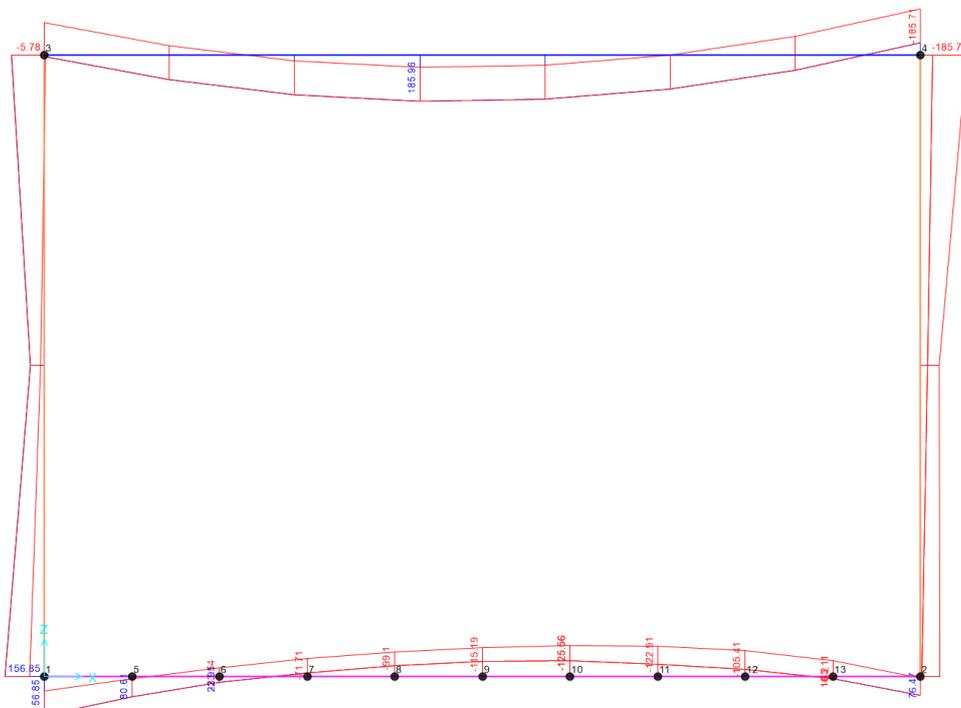


Figure 28: - Involuppo M - RARA

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni 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 e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

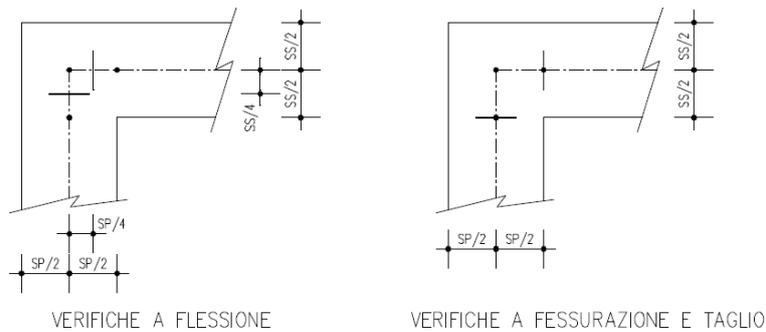


Figure 29: Sezioni di verifica

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.1 Sezione 1 – Soletta superiore appoggio – Verifica per momento negativo



Armatura tesa

Φ 16/100

Armatura compressa

Φ 18/100 (l'armatura compressa è maggiore di quella compressa poiché necessaria in mezzeria)

Armatura a taglio

Φ 12/200x200 per 1.00 m a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=322/235=1.37

S.F. SLE=0.20/0.19=1.05

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b*h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M <sub>Ed</sub>	131	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σ <sub>s</sub>	170	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copri ferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	122	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	126.2	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,ef</sub>	126.2	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A <sub>c,eff</sub>	126'167	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*h <sub>c,ef</sub>
A <sub>s</sub>	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01594		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000486		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ <sub>1</sub>
φ1	16	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ <sub>eq</sub>	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>smax</sub>	381.448	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.19	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 31: calcolo ampiezza di fessura in rara

### Verifica di resistenza a taglio

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø 16	= 20.11 cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm <sup>2</sup>
$d = 450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm <sup>2</sup>
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo			20.11 cm <sup>2</sup>

#### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 365.0 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 185.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

#### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \text{ inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \varnothing 12 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.283 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 448.1 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1721.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 448.1 > 365.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

### 11.2 Sezione 2 – Soletta superiore mezzeria – Verifica per momento positivo

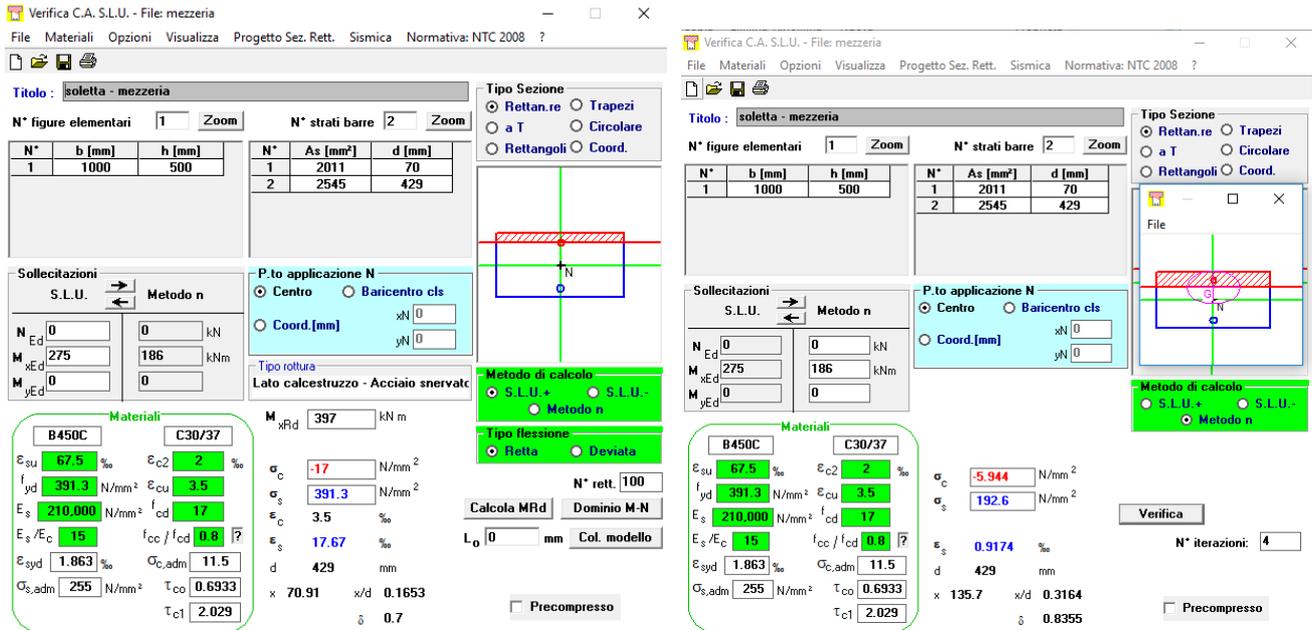


Figure 32: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa  $\Phi$  18/100

Armatura compressa  $\Phi$  16/100

S.F. SLU=397/275=1.44

S.F. SLE=0.20/0.196=1.02

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
Meq	186	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σs	193	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	71	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	429	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	136	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	177.5	mm	
(h-x)/3	121.4	mm	
h/2	250.0	mm	
hc,ef	121.4	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
Ac,eff	121'433	mm <sup>2</sup>	Area efficace= b*hc,ef
As	2545	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρeff	0.02096		Percentuale armatura: As/Ac,eff
εsm	0.000550		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ1
φ1	18	mm	diametro φ1
n2	0		numero di barre con diametro φ2
φ2	24	mm	diametro φ2
φeq	18.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δsmax	356.806	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
Wd	0.196	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 33: calcolo ampiezza di fessura in rara

### 11.3 Sezione 3 – Piedritto testa

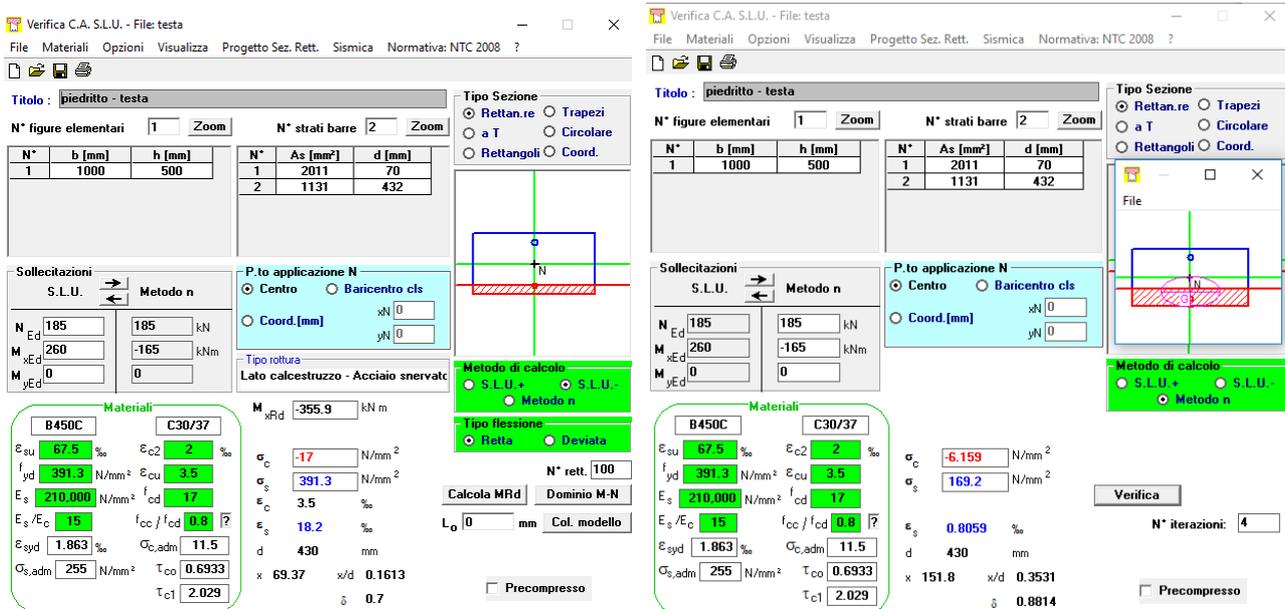


Figure 34: Verifica a flessione SLU ed SLE

A favore di sicurezza si considera lo sforzo normale in testa al piedritto dovuto al peso permanente portato e al peso proprio.

Armatura tesa  $\Phi$  16/100

Armatura compressa  $\Phi$  12/100

Armatura a taglio  $\Phi$  10/400x400 per tutta l'altezza del piedritto

S.F. SLU=356/260=1.37

S.F. SLE=0.20/0.18=1.11

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcmt	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcmt/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcmt/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b*h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale > 0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M <sub>Ed</sub>	165	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σ <sub>s</sub>	169	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	152	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	116.1	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,ef</sub>	116.1	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A <sub>c,eff</sub>	116'067	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*h <sub>c,ef</sub>
A <sub>s</sub>	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01733		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000483		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ <sub>1</sub>
φ1	16	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ <sub>eq</sub>	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>smax</sub>	367.787	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.18	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 35: calcolo ampiezza di fessura in rara

### Verifica di resistenza a taglio

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 50$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset 16$	$= 20.11 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		$20.11 \text{ cm}^2$

#### • Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 160.0 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 185.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 11.4 Sezione 4 – Piedritto piede

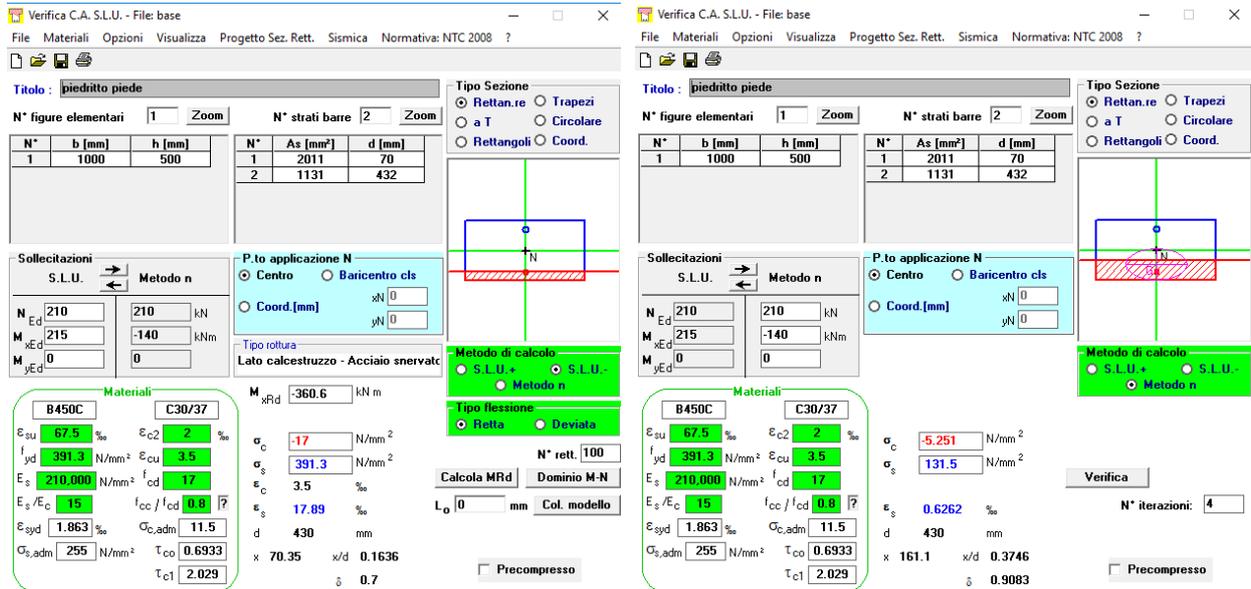


Figure 36: Verifica a flessione SLU ed SLE

A favore di sicurezza si considera lo sforzo normale in testa al piedritto dovuto al peso permanente portato e al peso proprio.

Armatura tesa  $\Phi$  16/100

Armatura compressa  $\Phi$  12/100

S.F. SLU=361/215=1.70

S.F. SLE=0.20/0.14=1.43

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
Meq	140	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σs	132	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	161	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	113.0	mm	
h/2	250.0	mm	
hc,ef	113.0	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
Ac,eff	112'967	mm <sup>2</sup>	Area efficace= b*hc,ef
As	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρeff	0.01780		Percentuale armatura: As/Ac,eff
εsm	0.000376		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ1
φ1	16	mm	diametro φ1
n2	0		numero di barre con diametro φ2
φ2	24	mm	diametro φ2
φeq	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δsmax	363.594	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
Wd	0.14	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 37: calcolo ampiezza di fessura in rara

### Verifica di resistenza a taglio

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	$16 = 20.11 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			$20.11 \text{ cm}^2$

#### • Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 205.0 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 185.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

11.5 Sezione 5 – Fondazione – Sezione in corrispondenza di attacco al piedritto

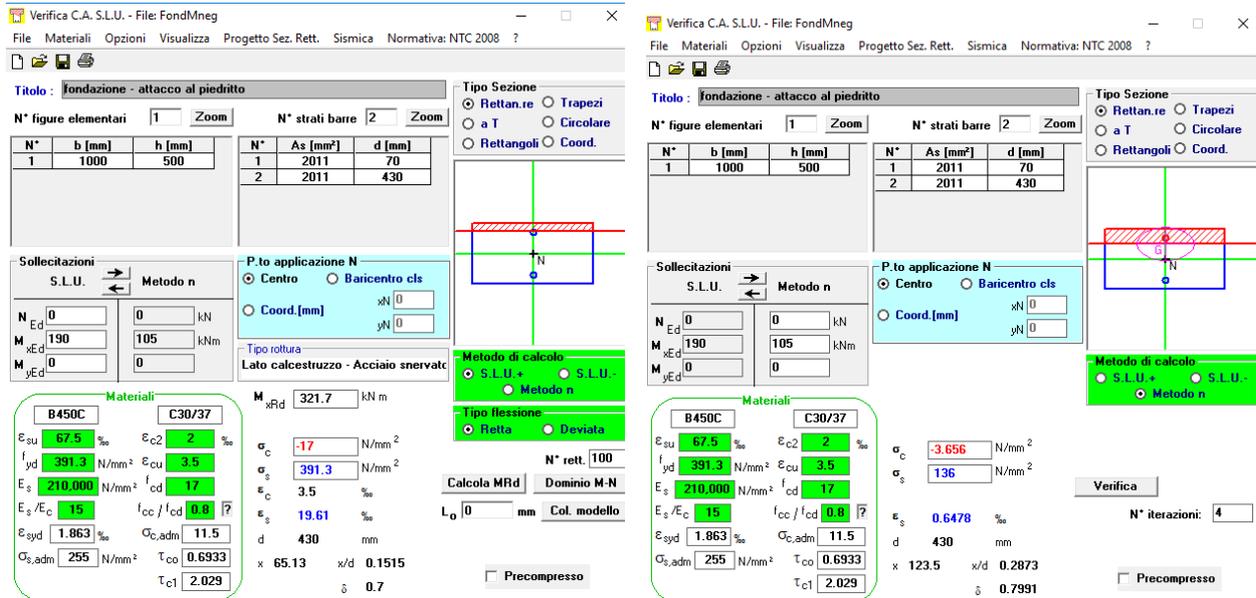


Figure 38: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa

Φ 16/100

Armatura compressa

Φ 16/100

Armatura a taglio

Φ 12/200x200 per 1.00m a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=322/190=1.69

S.F. SLE=0.20/0.15=1.33

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b*h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M <sub>Ed</sub>	105	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σ <sub>s</sub>	136	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	124	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	125.5	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,eff</sub>	125.5	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A <sub>c,eff</sub>	125'500	mm <sup>2</sup>	Area efficace= b*h <sub>c,eff</sub>
A <sub>s</sub>	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01602		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000389		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ <sub>1</sub>
φ1	16	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ <sub>eq</sub>	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>s,max</sub>	380.546	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.15	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 39: calcolo ampiezza di fessura in rara

### Verifica di resistenza a taglio

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 50$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset$	$16 = 20.11 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		$20.11 \text{ cm}^2$

#### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 320.0 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 185.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 213.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

#### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.283 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 448.1 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1721.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 448.1 > 320.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.4$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

### 11.6 Sezione 6 – Fondazione – Sezione in mezzzeria

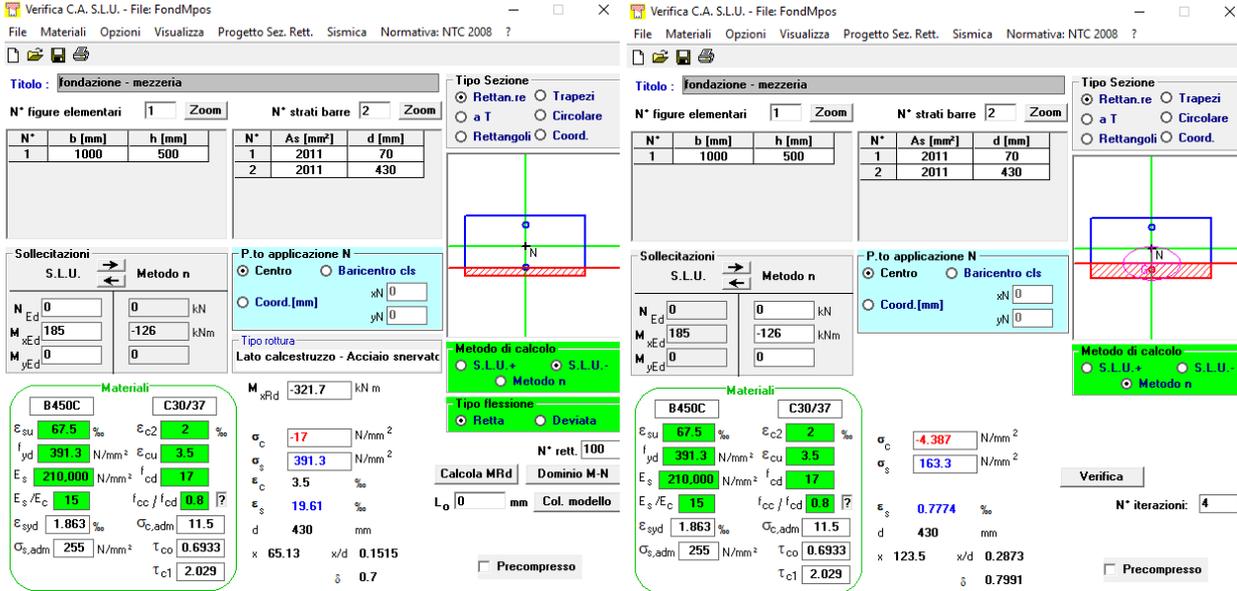


Figure 40: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa

Φ 16/100

Armatura compressa

Φ 16/100

S.F. SLU=322/185=1.74

S.F. SLE=0.20/0.18=1.11

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*n(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciai armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /6 modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale >0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
Me_d	126	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σ <sub>s</sub>	163	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	124	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	125.5	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,ef</sub>	125.5	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A <sub>c,eff</sub>	125'500	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*h <sub>c,ef</sub>
A <sub>s</sub>	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01602		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000467		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro φ <sub>1</sub>
Φ1	16	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
Φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ <sub>eq</sub>	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>smax</sub>	380.546	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.18	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 41: calcolo ampiezza di fessura in rara

## 12. VERIFICA MURO

Si riporta successivamente il calcolo del muro posto sopra il tombino necessario per la fase provvisoria.

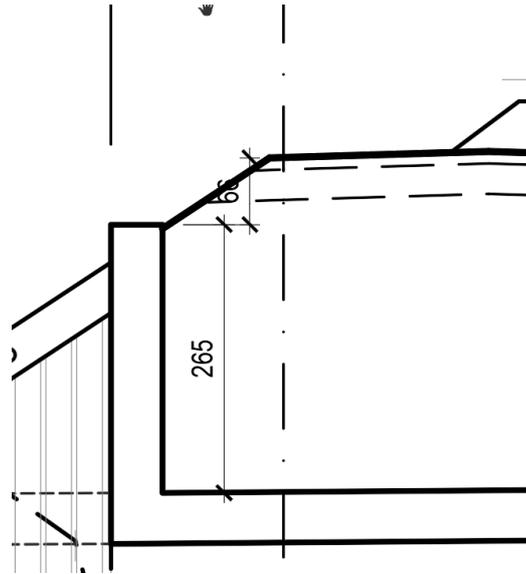


Figure 42: Sezione muro

Si considerano i seguenti parametri geotecnici:

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

$$\phi = 38^\circ$$

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) = 1 - \sin(38) = 0.384$$

$$\text{Pressione orizzontale in sommità muro} = 20 \times 0.66 \times 0.384 = 5.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione orizzontale alla base del muro} = 20 \times (0.66 + 2.65) \times 0.384 = 25.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Taglio alla base del muro SLE} = (5.07 + 25.4) \times 2.65 / 2 = 40.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Baricentro pressione dalla base del muro} = 1.03 \text{ m}$$

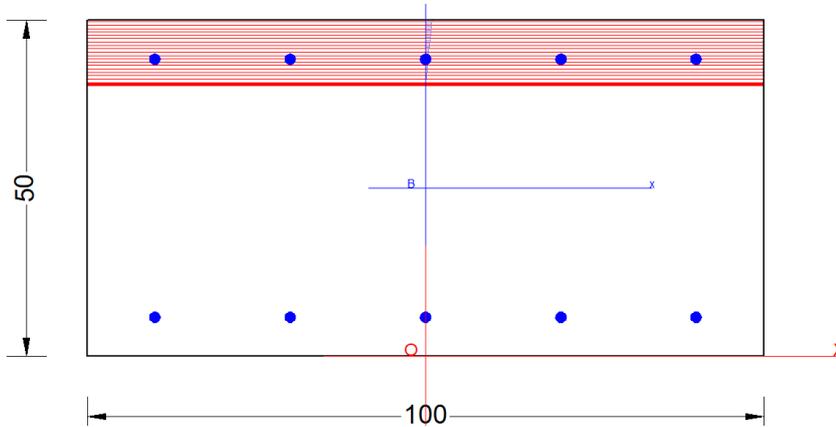
$$\text{Momento alla base del muro SLE} = 40.4 \times 1.03 = 41.61 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio alla base del muro SLU} = 40.4 \times 1.35 = 54.54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento alla base del muro SLU} = 41.61 \times 1.35 = 56.17 \text{ kNm}$$

Verifiche strutturali

Armatura 5+5  $\phi$  16 /m



#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	17.00 MPa
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto $\epsilon_{pu}$ :	0.068
	Modulo Elastico $E_f$ :	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1^* \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1^* \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	60 di 67

MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	56.17	54.54	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	41.61

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	56.17	0.27	175.23	3.120	45.6	0.10	0.70	20.1 (7.4)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00108	44.2	-0.03141	5.8

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	61 di 67

N°Comb Ver Ved Vwct d bw Ro Scp

1 S 54.54 212.01 44.2 100.0 0.0045 0.00

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.89	50.0	0.00	40.4	-101.7	44.2	13.5	1346	10.1	22.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 K2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00059	0.00014	0.50	0.60	0.000305 (0.000305)	534	0.163 (990.00)	133.73

Incidenza 60 kg/m3

### 13. VERIFICHE GEOTECNICHE

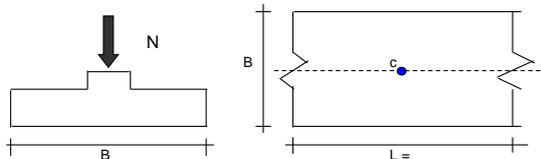
#### 13.1 Verifica dei cedimenti

Calcolo dello sforzo normale agente SLE:

Peso	4	x	3	=	12.00 mq						
	3	x	2	=	-6.00 mq						
					6.00 mq						
						Peso	150 kN	x	$\gamma$	SLE	150.00 kN
									1		
Ballast	0.8	x	4	x	18		57.6 kN				
Ricoprimento	3.19	x	4	x	20		255.2 kN				
							312.8 kN	x	1	312.80 kN	
										462.80 kN	

#### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

##### LAVORO:



##### Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\alpha zi = (2q/\pi)^*(\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\alpha xi = (2q/\pi)^*(\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\alpha yi = (4q/\pi)^*(v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\alpha zi - v_i(\Delta\alpha xi + \Delta\alpha yi))\Delta zi / E_i)$$

##### DATI DI INPUT:

B = 4.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 462.80 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 115.70 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da	z <sub>i</sub>	a	z <sub>i+1</sub>	$\Delta zi$	E	v	$\delta ci$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	U2a	7.00	0.0	7.0	1.0	20000	0.30	2.11		
2	U3a	8.00	7.0	15.0	1.0	55000	0.30	0.36		
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-		
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-		

$$\delta_{ctot} = 2.47 \text{ (cm)}$$

I cedimenti calcolati sono di tipo immediato, vista la natura granulare del terreno di fondazione.

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	63 di 67

### 13.2 Verifica di capacità portante

Calcolo dello sforzo normale agente SLU:

Peso	<b>4</b>	x	<b>3</b> =	12.00 mq				
	<b>3</b>	x	<b>2</b> =	-6.00 mq				
				6.00 mq				
				Peso	150 kN	x	$\gamma$ 1.35	SLU 202.50 kN
Ballast	<b>0.8</b>	x	4 x	18	57.6 kN	x	1.5	86.40 kN
Ricoprimento	<b>3.19</b>	x	4 x	20	255.2 kN	x	1.35	344.52 kN
					312.8 kN			430.92 kN
Treno	<b>54</b>	x	4		216.00 kN	x	1.45	313.20 kN
								946.62 kN
D=	6.99 m							

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	64 di 67

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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

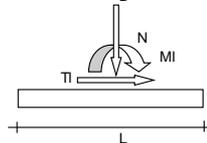
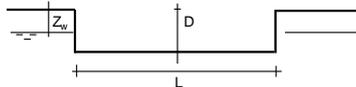
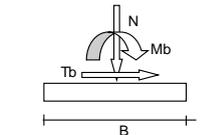
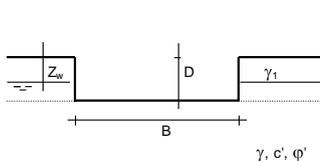
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

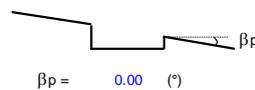
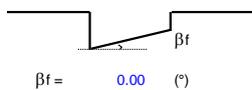
**coefficienti parziali**

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



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 4.00 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 6.99 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	946.62		946.62
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1$  = 16.00 (kN/mc)  
 $\gamma$  = 16.00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c'$  = 0.00 (kN/mq)  
 $\varphi'$  = 30.00 (°)

Valori di progetto

$c'$  = 0.00 (kN/mq)  
 $\varphi'$  = 30.00 (°)

Profondità della falda

$Z_w$  = 15.00 (m)

$e_B$  = 0.00 (m)  
 $e_L$  = 0.00 (m)

$B^*$  = 4.00 (m)  
 $L^*$  = 1.00 (m)

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km 34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	65 di 67

**q** : sovraccarico alla profondità D

$$q = 111.84 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D)}$$

$$Nq = 18.40$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 30.14$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 22.40$$

**sc, sq, sy** : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.15$$

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

$$s_q = 1.14$$

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

$$s_\gamma = 0.90$$

**ib, iq, iy** : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20 \quad m = 1.80 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(mb sin<sup>2</sup>θ + ml cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

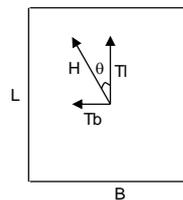
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**dc, dq, dy** : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.41$$

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

$$d_c = 1.44$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

*Tombini idraulici – IN15 - Tombino idraulico al km  
34+758*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1500 001	A	66 di 67

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 3487.61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 236.66 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1516.35 \geq q = 236.66 \quad (\text{kN/m}^2)$$

#### 14. RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA

Elemento	Armatura principale	Armatura a taglio	Armatura longitudinale	Incidenza
Soletta superiore	φ16/100 superiori φ18/100 inferiori	φ12/200x200	25% armatura trasversale	<b>135 kg/m3</b>
Piedritti	φ16/100 esterni φ12/100 interni	φ10/400x400	25% armatura trasversale	<b>140 kg/m3</b>
Fondazione	φ16/100 superiori φ16/100 inferiori	φ12/200x200	25% armatura trasversale	<b>125 kg/m3</b>