

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

### FV03 – FERMATA BORGHETTO

Relazione di calcolo

Sottopasso

SCALA:

-

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

I V 0 1   0 0   D   C L   F V   0 3 0 0 0 0   0 0 3   A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.L. Carci <i>P.L. Carci</i>	Gennaio 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Gennaio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Gennaio 2022	A Perego Gennaio 2022

File: IV0100D26CLFV0300003A.doc

n. Elab.: X

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	3
2.1	GEOMETRIA .....	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
3.2	ELABORATI PROGETTUALI .....	5
4	MATERIALI .....	5
4.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE .....	5
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE .....	6
4.3	ACCIAIO B450C .....	6
4.4	VALORI LIMITI TENSIONALI ALLO SLE .....	6
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	6
5.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO .....	8
5.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA .....	8
6	ANALISI DEI CARICHI .....	9
6.1	PESI PROPRI .....	9
6.2	AZIONI PERMANENTI .....	9
6.2.1	<i>Ricoprimento, ballast e armamento</i> .....	9
6.2.2	<i>Pavimentazione sottopasso</i> .....	9
6.3	SPINTA DEL TERRENO .....	10
6.4	CARICHI FERROVIARI.....	10
6.4.1	<i>Effetti dinamici</i> .....	10
6.4.2	<i>Distribuzione dei carichi ferroviari</i> .....	11
6.4.3	<i>Treno di carico LM71</i> .....	11
6.4.4	<i>Treno di carico SW</i> .....	12
6.4.5	<i>Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente</i> .....	12
6.4.6	<i>Posizione dei carichi ferroviari</i> .....	13
6.4.7	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i> .....	16
6.4.8	<i>Avviamento e frenatura</i> .....	16
6.4.9	<i>Serpeggio e centrifuga</i> .....	17
6.5	CARICHI FOLLA .....	17
6.6	RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA .....	17
6.7	AZIONE TERMICA .....	20
6.8	AZIONE SISMICA.....	20
6.8.1	<i>Sovrappinta sismica</i> .....	21
6.8.2	<i>Azione sismica inerziale</i> .....	21
7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	21
7.1	ELENCO COMBINAZIONI.....	25
8	MODELLO DI CALCOLO.....	26
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....	27
8.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO .....	27
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	27
10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO .....	32
10.1	SEZIONE 1.....	32
10.2	SEZIONE 2.....	34
10.3	SEZIONE 3.....	36
10.4	SEZIONE 4.....	38
10.5	SEZIONE 5.....	40
10.6	SEZIONE 6.....	42
11	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ' .....	44
12	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	45

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative al sottopasso scatolare "FV03" da realizzarsi in corrispondenza della fermata Borghetto S. Spirito nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 77+250.

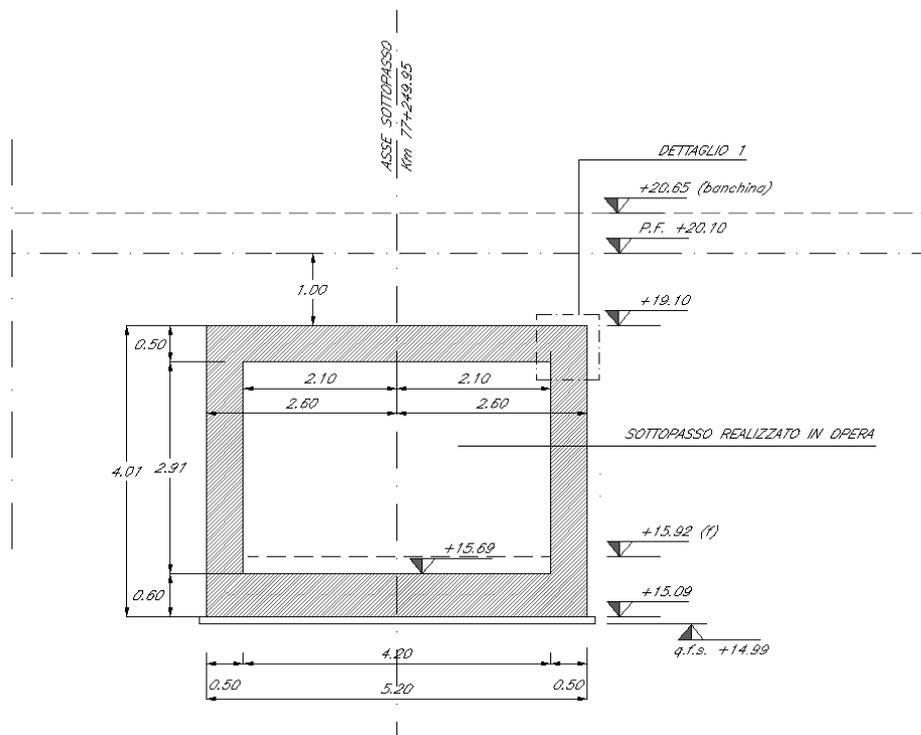
## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il sottopasso verrà realizzato integralmente in opera e quindi rinterrato per mezzo del nuovo rilevato ferroviario.

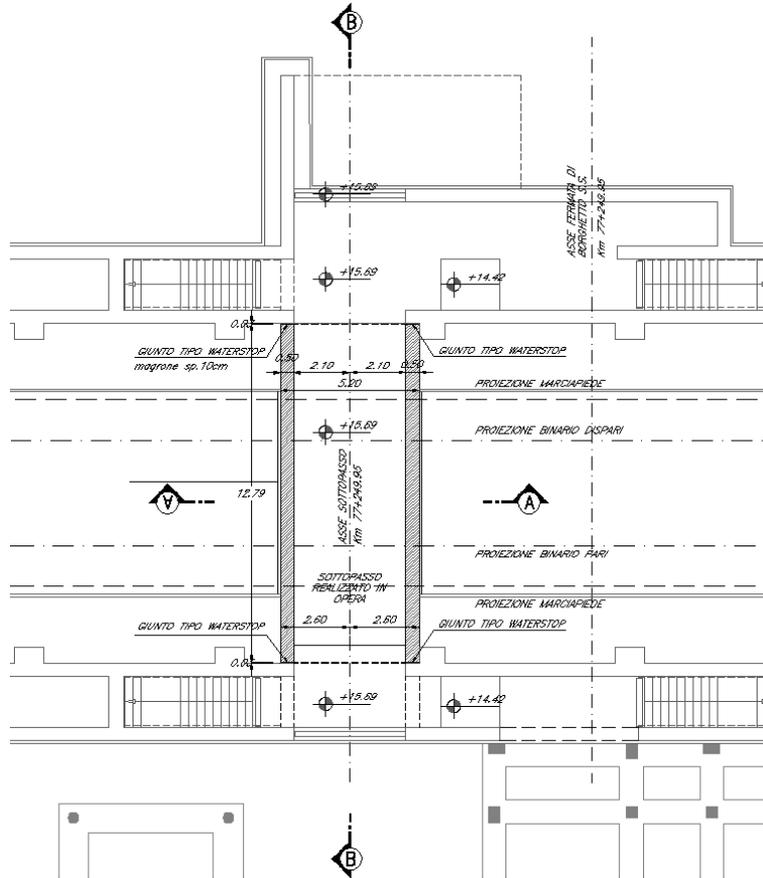
La struttura è caratterizzata, lungo tutto il suo sviluppo al disotto del rilevato ferroviario, di una sezione scatolare trasversale costante. Nelle analisi viene perciò presa in considerazione una striscia di sezione scatolare di lunghezza unitaria.

### 2.1 Geometria

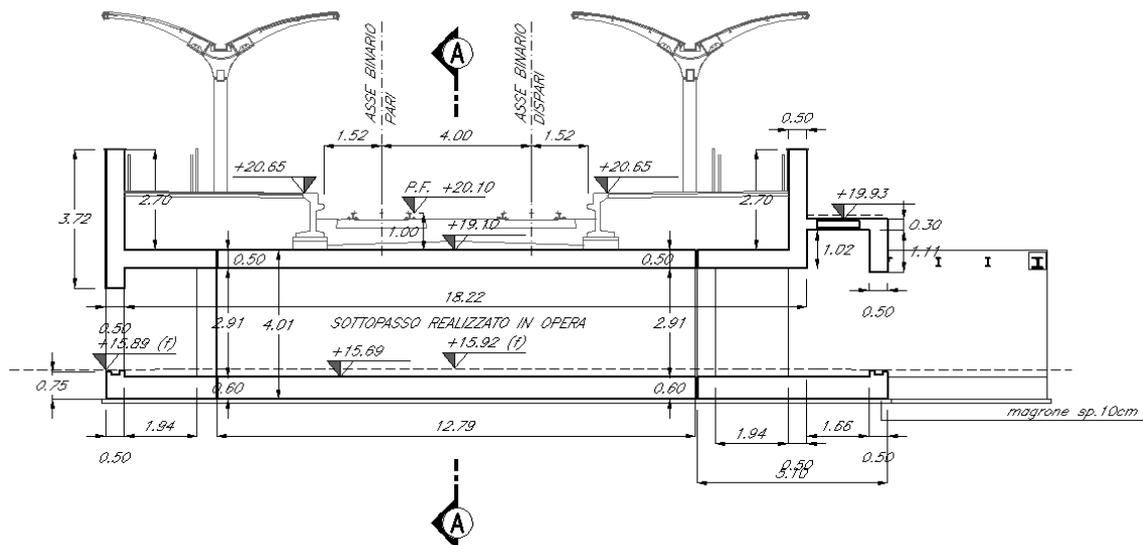
La sezione trasversale retta dello scatolare ha una larghezza interna di  $L_{int} = 4.20$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.91$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.60$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.50$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.50$  m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e il piano del ferro, è pari ad 1.00 m.



**Figura 1 – sezione trasversale**



**Figura 2 - Planimetria**



**Figura 3 - Sezione longitudinale**

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normative di riferimento

- [1]. L. n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2]. L. n. 64 del 2/2/1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [4]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [7]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [8]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [9]. UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [10]. UNI EN 1991-1-2 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali
- [11]. UNI EN 1997-1 (2005) - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [12]. UNI EN 1998-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [13]. UNI EN 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [14]. D.M. 31.07.2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.

#### 3.2 Elaborati progettuali

IV0I00D26BZFFV0300004A  
IV0I00D26BZFFV0300005A  
IV0I00D26WAFV0300001A

### 4 MATERIALI

#### 4.1 Calcestruzzo per magrone

**Conglomerato classe di resistenza C12/15 ( $R_{ck}$  15 MPa)**

Classe di esposizione: X0

Classe di consistenza S3

#### 4.2 Calcestruzzo per fondazione ed elevazione

**Conglomerato classe di resistenza 32/40 ( $R_{ck}$  40 MPa)**

Classe di esposizione XC4  
Dimensione max aggregati 32 mm  
Classe di consistenza S4  
Copriferro minimo (FS N°I/SC/PS-OM/2298) 50 mm

#### 4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450$  MPa;  
Tensione di progetto:  $f_{yd} = 391.3$  MPa;  
Modulo Elastico  $E_s = 210'000$  MPa.

#### 4.4 Valori limiti tensionali allo SLE

Limiti tensionali allo SLE, secondo "RFI DTC SI MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

Tensioni di compressione del calcestruzzo:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara)  $0.55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico Quasi Permanente  $0.40 f_{ck}$ ;

Nel seguito verrà presa in esame la sola combinazione di carico Caratteristica (Rara) con limite tensionale  $0.40 f_{ck}$ .

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara)  $0.75 f_{yk}$ .

Fessurazione:

- Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2$  mm

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La stratigrafia dei terreni con i quali la struttura interagisce è stata determinata in base al profilo geotecnico di Pietra Ligure (documento L371 00 D26 F5 GE0005 003A) e alla relazione geotecnica della tratta Finale Ligure – Andora, relativa alle tratte all'aperto (documento L371 00 D26 RB GE0005 001A).

L'area di Borghetto S. Spirito è caratterizzata dalla presenza delle valli del torrente Varatello e del rio del Castellaro, ove i sondaggi geognostici non raggiungono il substrato litoide. Esso è stato individuato nella porzione occidentale della galleria artificiale Pineland: si tratta della porzione alterata ed allentata delle Quarziti di Ponte Nava che si presentano in foro di sondaggio spesso completamente destrutturate come sabbia ghiaioso-limosa.

Per la stratigrafia si fa riferimento al sondaggio BH18 Imprefond 2001 (p.c. 14.80 m)

Terreno vegetale e materiale di riporto eterogeneo composto generalmente da sabbia e ghiaia da debolmente limosa a limosa, di colore variabile da marrone rossastro a grigio verdastro. Si rinvencono saltuariamente frammenti di laterizi, materiale organico e plastico, clasti litoidi maggiori di 10cm. Lo spessore di questa unità è pari a circa 0.50 m dal p.c.

### UNITÀ 2

Ghiaia eterometrica sabbiosa localmente limosa, sabbia e ghiaia in matrice limosa (presenza anche ciottoli  $\phi_{max}=7\div 8cm$ ), di colore marrone da mediamente addensata ad addensata, costituita da clasti poligenici angolari. Presenza di trovanti litoidi poligenici generalmente silicatici di  $\phi\approx 5\div 10cm$ .

Sabbia da media a grossolana, sabbia limosa debolmente ghiaiosa e saltuariamente limi sabbioso-ghiaiosi, di colore marrone giallastro talvolta grigio, da debolmente a molto addensata.

Lo spessore di questo strato si estende per circa 9.50m.

### UNITÀ 3

Limi da debolmente sabbiosi a con sabbia, localmente ghiaioso-sabbiosi, di colore giallastro, da mediamente consistente a consistente.

### UNITÀ 4

Limo argilloso, argilla e limo, limo argilloso da sabbioso a con sabbia, di colore oca giallastro o grigio, da consistente ad estremamente consistente.

### SUBSTRATO LITOIDE

DOLOMIE DI SAN PIETRO DEI MONTI (SPM): Dolomie calcaree e calcari dolomitici (Ladinico - Anisico).

QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN alt.): alterate ed allentate (in carota di sondaggio si presentano spesso completamente destrutturate).

QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN): quarziti biancastre e verdoline, in strati e banchi, a volte scistose e cloritiche, con intercalazioni di peliti verso la sommità (Scitico).

- Parametri geotecnici medi operativi unita' terre

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'$ [MPa]	$\nu$	OCR
Unità 1	19.5	-	0	23÷28	10÷30	0.3	-
Unità 2	20.5	-	0÷10	28÷35	30÷50	0.3	-
Unità 3	20.0	50÷200	2÷20	25÷28	8÷20	0.3 (*)	3÷5
Unità 4	19.5	50÷150	5÷10	23÷26	10÷15	0.3 (*)	2÷4

La falda è considerata a -7.00m dal p.c.

La quota di imposta della fondazione dello scatolare risulta essere più alta della quota terreno naturale per circa 0.30 m, pertanto si provvederà ad uno scotico di almeno 50cm del terreno esistente e si provvederà ad un riempimento, fino a quota magrone, con un misto granulare stabilizzato a cemento ben compattato in modo da avere un modulo di deformabilità non inferiore a 40mpa.

tale valore dovrà essere verificato in opera con prove su piastra.

Le caratteristiche del terreno di fondazione, in ottemperanza alle istruzioni italferr 44g si possono assumere:

$$\phi = 38^\circ$$

$$\gamma = 20KPa$$

$$c' = 0$$

$$E_d = 40 MPa$$

### 5.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera è stato assunto un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

### 5.2 Interazione terreno-struttura

Il terreno di rinfiacco dell'opera è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici dei rilevati ferroviari assunti costanti lungo l'altezza dello scatolare:

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

$$c' = 0 \text{ [kPa]}$$

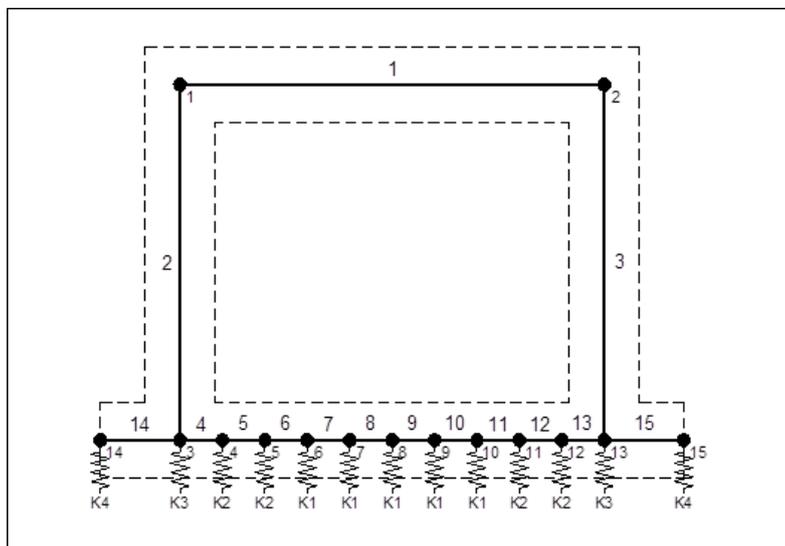
$$\phi' = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$$

Si tiene conto dell'interazione terreno – struttura in fondazione mediante l'introduzione di molle in grado di schematizzare il comportamento del terreno. Si assume, in modo conservativo rispetto a quanto indicato nella Relazione Geotecnica Generale, una costante di sottofondo (Winkler) pari a:

$$k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$$

I valori delle molle vengono differenziati dal programma di calcolo in funzione della zona di appoggio (laterale, intermedia e centrale) secondo lo schema in figura.

<i>Interasse molle</i>	$i = \left(\frac{S_p}{2} + L_{int} + \frac{S_p}{2}\right)/10$	<i>[m]</i>
<i>Molle centrali</i>	$k_1 = k_w * i$	<i>[kN/m]</i>
<i>Molle intermedie</i>	$k_2 = 1,5 * k_w * i$	<i>[kN/m]</i>
<i>Molle laterali</i>	$k_3 = 2 * k_w * \left(\frac{i}{2} + \frac{S_p}{2}\right)$	<i>[kN/m]</i>



**Figura 4 Modellazione letto di molle**

In relazione alla geometria dello scatolare si introducono solo molle di caratteristica  $k_1$  e  $k_2$ .

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Pesi propri

Il peso proprio delle strutture è imputato direttamente dal programma di calcolo utilizzando per il calcestruzzo un peso specifico di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.2 Azioni permanenti

#### 6.2.1 Ricoprimento, ballast e armamento

La determinazione del carico permanente portato dovuto al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente un peso di volume pari a  $18.0 \text{ kN/m}^3$ , per un'altezza media fra piano del ferro ed estradosso della soletta pari a  $1.00 \text{ m}$ , che corrisponde ad un carico sulla soletta superiore pari a  $18.0 \text{ kN/m}$ :

$$G_{2\text{ric}} = 18.0 \times 1.00 \times 1.00 = 18.0 \text{ kN/m}$$

#### 6.2.2 Pavimentazione sottopasso

Si considera un carico delle strutture di finitura interne al sottopasso di:

$$G_{2\text{PAV}} = 1.50 \text{ kN/m}$$

### 6.3 Spinta del terreno

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.  
Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky):

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 38^\circ = 0.384$$

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Dove:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco;
- $H = 4.01 \text{ m}$  è l'altezza dell'opera in esame;
- $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza del solettone superiore pari a  $G_{2,ric}$

### 6.4 Carichi ferroviari

I carichi ferroviari indicati al par. 5.2 del D.M. 17/01/2018 devono essere amplificati del fattore " $\alpha$ " definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 del MdP RFI 2019.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

#### 6.4.1 Effetti dinamici

In accordo con la fig. 2.5.1.4.2.4-1 del MdP RFI 2019 non è richiesta l'analisi dinamica.

Infatti:

- Velocità massima della linea  $\leq 200 \text{ km/h}$ ;
- Il ponte non è continuo trattandosi di un sottovia
- $n_0$  entro i limiti di fig.1.4.2.4.2

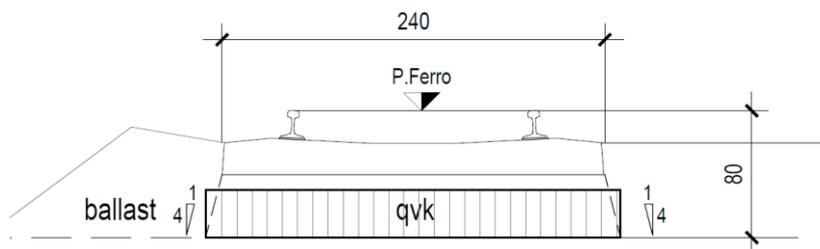
Gli effetti dinamici potranno essere tenuti in conto attraverso l'applicazione di un coefficiente dinamico  $\Phi$  facendo riferimento al "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" nell'ipotesi di ridotto standard manutentivo:

$$L_\Phi = 1.3 \left[ \frac{1}{2} (2H_{tot} + L_{tot}) \right] = 8.593$$

$$\Phi_3 = \left[ \frac{2.16}{L_\Phi^{0.5} - 0.2} \right] + 0.73 = 1.52$$

### 6.4.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

Si assume che i sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscano, a partire dalla larghezza delle traversine (2.4 m), su una fascia di larghezza:



$$L_{\text{trasv}} = 2.40 + 2 \cdot [(H_{\text{tot}} - H_{\text{traversina}})/4 + H_{\text{rsup}} \tan(\varphi_{\text{ricoprimento}}) + S_s/2] = 2.4 + 2 \cdot [(1.00 - 0.4)/4 + 0.2 \cdot \tan 38^\circ + (0.50/2)] = 3.51 \text{ m}$$

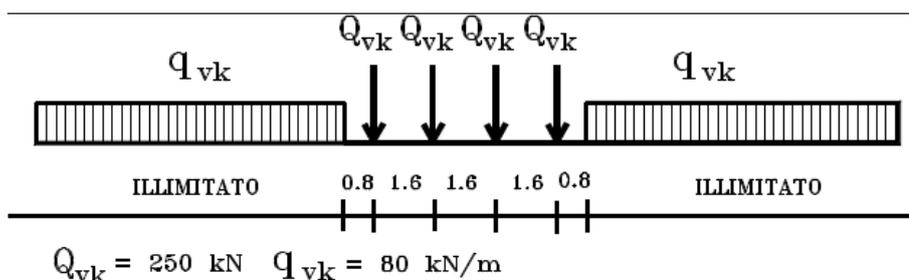
Con

$H_{\text{tot}} = 1.00 \text{ m}$	ricoprimento totale
$H_{\text{traversina}} = 0.40 \text{ m}$	Spessore traversina
$H_{\text{rsup}} = 0.2 \text{ m}$	Rinterro
$S_s = 0.50 \text{ m}$	Spessore solettone

Si tenga conto che la diffusione al piano di imposta del ballast è pari a:

$$L_{\text{trasv, ballast}} = 2.40 + 2 \cdot [(H_{\text{tot}} - H_{\text{traversina}})/4] = 2.4 + 2 \cdot [(0.40/4)] = 2.60 \text{ m}$$

### 6.4.3 Treno di carico LM71



**Figura 5: treno di carico LM71**

Treno	Tipo	$Q_{vk}$	$q_{vk}$	$L_{long}$	$L_{trasv}$	$q'_{vk}$	$\alpha$	$\Phi_3$	$q'_{vd}$
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	3.51	44.5	1.1	1.52	74.4
	Carico distribuito	-	80.0	-	3.51	22.8	1.1	1.52	38.1

Essendo:

$L_{long}$  lunghezza di distribuzione longitudinale del carico

$L_{trasv}$  larghezza di distribuzione trasversale del carico

$q'_{vk}$  carico per unità di superficie  $Q_{vk}/(L_{long} \cdot L_{trasv})$  ovvero  $q_{vk}/L_{trasv}$

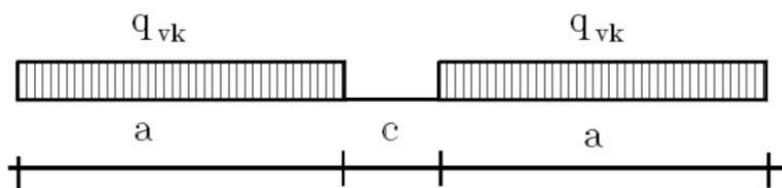
$\alpha$  coefficiente di amplificazione del carico

$\Phi_3$  coefficiente di amplificazione dinamica

$q'_{vd}$  carico di progetto per unità di lunghezza applicato al modello

#### 6.4.4 Treno di carico SW

Trattandosi di scatolare con luce unica si prende in considerazione il solo schema SW/2



**Figura 6 treno di carico SW**

Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Carichi ferroviari mobili SW/2									
Treno	Tipo	$Q_{vk}$	$q_{vk}$	$L_{long}$	$L_d$	$q_{vk}$	$\alpha$	$\Phi_3$	$q_{vd}$
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[kN/m]
SW/2	Carico distribuito	-	150.0	-	3.51	42.7	1.0	1.52	65.0

#### 6.4.5 Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente

Il modello di carico citato dalle S.T.I. e definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010 è lo schema LM71.

Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi dello schema LM71 per effetto delle traverse e del ballast

Assumendo, per la distribuzione trasversale, una larghezza convenzionale di 3.0 m (EN 1991 – 2:2003/AC:2010), il carico verticale equivalente agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a

$$q_a = \alpha \cdot 250 / (1,60 \cdot 3,00) = 52,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = \alpha \cdot 80 / 3,00 = 26,67 \text{ kN/m}^2$$

in cui  $\alpha = 1$  per le categorie di traffico passeggeri P2-P4 e F1 di traffico merci.

Il valore del carico diffuso risulta minore di quello calcolato, nel precedente paragrafo, per una larghezza trasversale (a 80 cm dal P.F.) minore di 3.00 m:

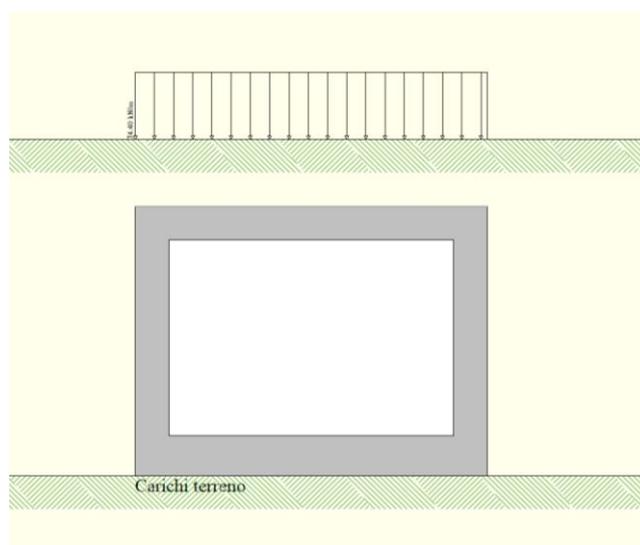
$$L_t = 2.4 + 2 \cdot [(0.80 - 0.40) / 4] = 2.60 \text{ m} < 3,00 \text{ m}$$

$$q_{ad} = 1,10 \cdot 250 / (1,60 \cdot 2,60) = 66,10 \text{ kN/m}^2 > 52,08 \text{ kN/m}^2$$

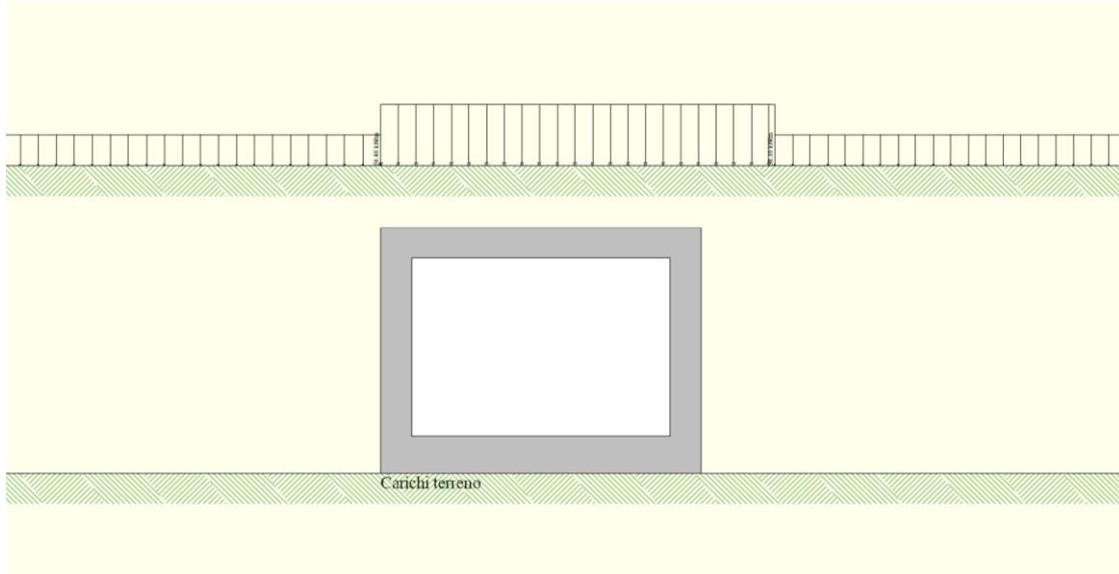
$$q_{bd} = 1,10 \cdot 80 / 2,55 = 33,85 \text{ kN/m}^2 > 26,67 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.4.6 Posizione dei carichi ferroviari

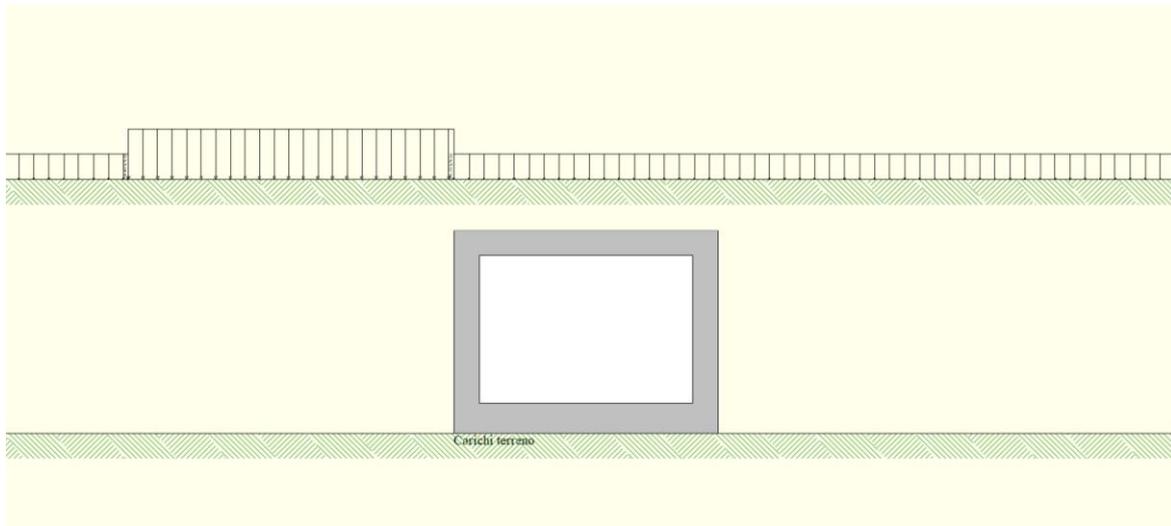
Per i treni di carico sopra definiti, vengono considerate tre diverse posizioni di seguito rappresentate. Ad ogni posizione corrisponde una diversa condizione di carico individuata dall'indice di posizione (1, 2, 3).



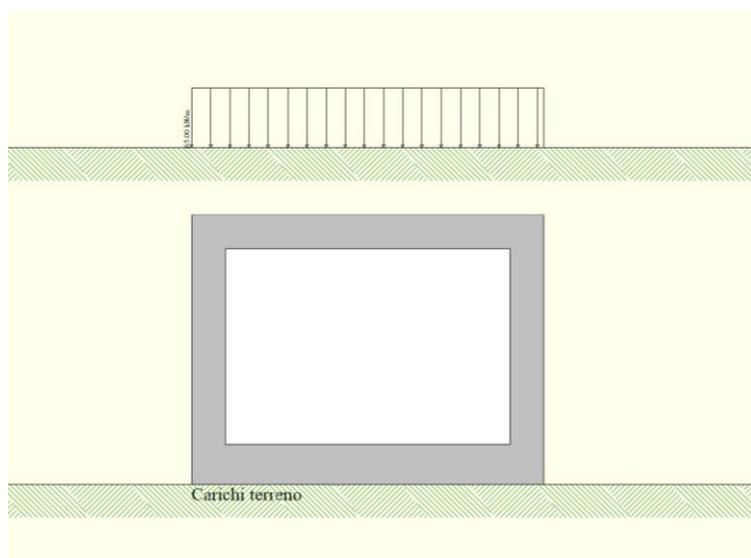
**Figura 7 - Treno di carico LM71-Posizione 1**



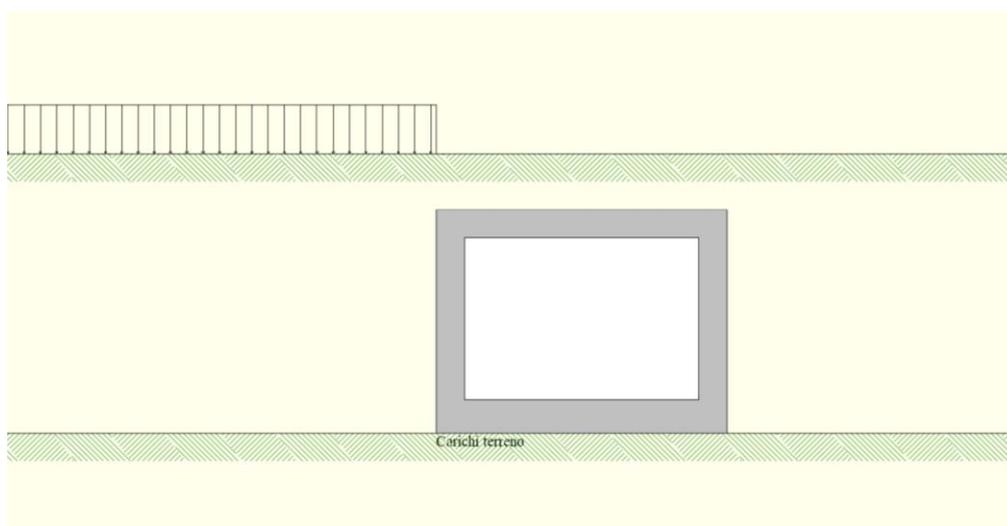
**Figura 8 – treno di carico LM71 – Posizione 2**



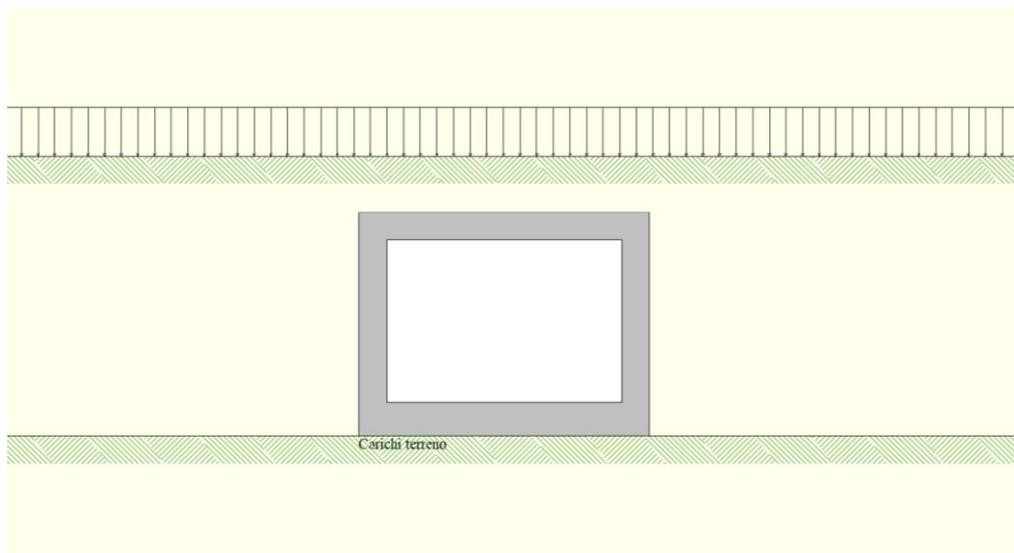
**Figura 9 – treno di carico LM71 – Posizione 3**



**Figura 10 – treno di carico SW2 Posizione 1**



**Figura 11 – treno di carico SW2 posizione 2**



**Figura 12 – treno di carico SW2 posizione 3**

#### 6.4.7 Spinta del terreno indotta dai treni di carico

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti verrà calcolata secondo la formula  $p = q * K_0$  con  $K_0 = 0.384$ , ove  $q$  è il carico equivalente sul rilevato.

#### 6.4.8 Avviamento e frenatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento agenti a livello del P.F. ed in direzione longitudinale valgono secondo quanto indicato nella seguente tabella:

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

Le azioni di avviamento e frenatura saranno combinate con i relativi carichi verticali ed applicate direttamente al solettone di copertura del sottopasso, amplificate del coefficiente  $\alpha$ .

Carichi ferroviari mobili LM71							
Treno	Tipo	$Q_{la,k}$	$Q_{lb,k}$	$L_{trav}$	$\alpha$	$Q_{la,d}$	$Q_{lb,d}$
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[-]	[kN/m/m]	[kN/m/m]
LM71	Avviamento	33.0	-	3.51	1.1	10.3	-
	Frenatura	-	20.0	3.51	1.1	-	6.3
SW/2	Frenatura	-	35.0	3.51	1.0	-	10.0

Essendo

$$Q_{Ia,d} = \alpha \cdot Q_{Ia,k} / L_d$$

$$Q_{Ib,d} = \alpha \cdot Q_{Ib,k} / L_d$$

#### 6.4.9 Serpeggio e centrifuga

Tali carichi vengono trascurati perché non determinanti per il dimensionamento trasversale dell'opera.

#### 6.5 Carichi folla

All'interno dello scatolare viene considerato un carico di esercizio uniformemente distribuito di intensità 5,0 kN/m

#### 6.6 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Gli effetti del ritiro vengono valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\epsilon_{cs}$  ( $t, t_0$ ) e di viscosità  $\phi$  ( $t, t_0$ ), come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.17-01-2018. I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

##### Cls a t=0

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cubica  
caratteristica*

$$f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cilindrica  
caratteristica*

$$f_{cm} = 41.2 \text{ N/mm}^2$$

*Resistenza a compressione cilindrica  
media*

$$\alpha = 1.0E-05$$

$$E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

*Modulo elastico secante medio*

##### Tempo e ambiente

$$t_s = 3 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni, all'inizio  
del ritiro per essiccamento*

$$t_0 = 7 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni al  
momento del carico*

$$t = 25550 \text{ gg}$$

*età del calcestruzzo in giorni*

$$h_0 = 2A_c / u = 1000 \text{ mm}$$

*dimensione fittizia dell'elemento di cls*

$$A_c = 500000 \text{ mm}^2$$

*sezione dell'elemento*

$$u = 1000 \text{ mm}$$

*perimetro a contatto con l'atmosfera*

$$RH = 80 \%$$

*umidità relativa percentuale*

Coefficiente di viscosità  $\phi$  ( $t, t_0$ ) e modulo elastico  $E_{Ct}$  a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) =$	1.982
$\varphi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	119.87 <i>coeff nominale di viscosità</i>
$\varphi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.173 <i>coeff che tiene conto dell'umidità</i>
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.892 <i>coeff per la resistenza del cls</i>
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.968 <i>coeff per la resistenza del cls</i>
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.617 <i>coeff che tiene conto della resistenza del cls</i>
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.572 <i>coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo</i>
$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$	12.11 <i>coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\alpha =$	<b>1</b> <i>coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)</i>
$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} =$	0.984 <i>coeff per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.8}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$	1382.5 <i>coeff che tiene conto dell'umidità relativa</i>
$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.922 <i>coeff per la resistenza del calcestruzzo</i>

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**Relazione di calcolo Sottopasso**

COMMESSA IV01    LOTTO 00    CODIFICA D 26 CL    DOCUMENTO FV0300 003    REV. A    FOGLIO 19 di 45

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000292 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000234 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952823$$

$K_h =$

**0.7**

parametro che dipende da  $h_0$   
secondo il prospetto seguente

Valori di  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Valori di  $K_h$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000351$$

deformazione di base

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.756400$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058$$

deformazione dovuta al ritiro autogeno

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{ritiro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -9.81 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

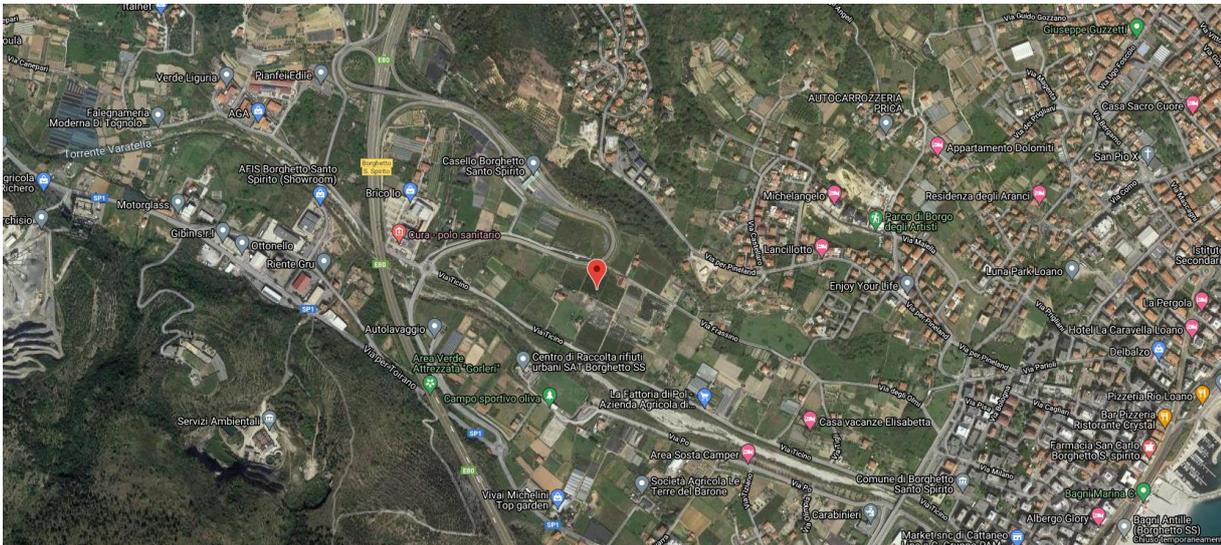
### 6.7 Azione Termica

In accordo con quanto previsto dal MdP RFI 2019, al trasverso superiore e piedritti si applica una variazione termica uniforme pari a  $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ . In aggiunta, sul solo traverso superiore, verrà considerata una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a  $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$ .

### 6.8 Azione Sismica

Nel seguente paragrafo sono riportati i parametri sismici in accordo a quanto specificato dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Il sito dove sorgerà la costruzione si trova alle coordinate  $44^\circ.1194496\text{ N} - 8^\circ.2315438\text{ E}$



**Figura 13**

In relazione alla tipologia strutturale e alla sua destinazione d'uso si è preso in esame il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

- Vita nominale:  $V_N = 75$  anni
- Classe d'Uso IV
- Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$
- Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_u = 150$  anni
- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- Probabilità di superamento associata allo stato limite SLV:  $PVR = 10\%$
- Periodo di ritorno:  $T_R = - V_R / \ln(1 - PVR) = 1424$  anni
- Categoria topografica: T1 coefficiente topografico  $S_T = 1$

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]	$S_s$	$S_t$
SLV	1424	0.176	2.474	0.306	1.433	1.00

### 6.8.1 Sovraspinta sismica

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). 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.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S * \frac{a_g}{g} * \gamma * h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su  $h_{tot}$ .

### 6.8.2 Azione sismica inerziale

Anche per queste azioni si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

- Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$
- Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

Essendo  $W$  il peso del cuneo e  $k_h$  e  $k_v$  i coefficienti definiti al par. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, corretti in base alle indicazioni del cap. 3.10.3.1 del Manuale di Progettazione sez.III

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

$\beta_m = 1,0$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verrà eseguita mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018,

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E) =  $\pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$

avendo indicato con E<sub>Y</sub> e E<sub>Z</sub> rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I valori dei coefficienti che tengono conto della non contemporaneità dei massimi valori delle azioni sono dati dalla Tab. 5.2.VI:

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 17/01/2018)**

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	gr <sub>1</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>Wk</sub>	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	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in Tab. 5.2.V:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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

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

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

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

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Nel calcolo della struttura scatolare, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte. Le prime sei condizioni sono definite in automatico dal programma.

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°7 (LM71-1-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{ni} = 74.40$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 5.15$ $V_{ti} = 5.15$

Condizione di carico n°8 (LM71-2-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.40$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{ni} = 74.40$	
Distr	Terreno	$X_i = 6.40$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{ni} = 38.10$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 5.15$ $V_{ti} = 5.15$
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{ni} = 38.10$	

Condizione di carico n°9 (LM71-3-GR1)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 5.15$ $V_{ti} = 5.15$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{ni} = 74.40$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 20.00$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{ni} = 38.10$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = -6.40$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{ni} = 38.10$	

Condizione di carico n°10 (SW2-1-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{ni} = 65.00$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 5.00$ $V_{ti} = 5.00$

**PROGETTO DEFINITIVO  
 Relazione di calcolo Sottopasso**

COMMESSA IV01      LOTTO 00      CODIFICA D 26 CL      DOCUMENTO FV0300 003      REV. A      FOGLIO 24 di 45

Condizione di carico n° 11 (SW2-2-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = -10.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{nf} = 65.00$	$V_{ii} = 5.00$ $V_{if} = 5.00$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 12 (SW2-3-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 20.00$	$X_f = 12.20$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{nf} = 65.00$	$V_{ii} = 5.00$ $V_{if} = 5.00$
Distr	Traverso	$X_i = -2.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 13 (LM71-1-GR3)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{nf} = 74.40$	$V_{ii} = 10.30$ $V_{if} = 10.30$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 14 (LM71-2-GR3)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 6.40$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{nf} = 74.40$	$V_{ii} = 10.30$ $V_{if} = 10.30$
Distr	Terreno	$X_i = 6.40$	$X_f = 12.20$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{nf} = 38.10$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{nf} = 38.10$	

Condizione di carico n° 15 (LM71-3-GR3)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	$V_{ii} = 10.30$ $V_{if} = 10.30$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 74.40$	$V_{nf} = 74.40$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 20.00$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{nf} = 38.10$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_f = -6.40$	$V_{ni} = 38.10$	$V_{nf} = 38.10$	

Condizione di carico n° 16 (SW2-1-GR3)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{nf} = 65.00$	$V_{ii} = 10.00$ $V_{if} = 10.00$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 17 (SW2-2-GR3)

Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{nf} = 65.00$	$V_{ii} = 10.00$ $V_{if} = 10.00$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 18 (SW2-3-GR3)

Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_f = 12.20$	$V_{ni} = 65.00$	$V_{nf} = 65.00$	$V_{ii} = 10.00$ $V_{if} = 10.00$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	

Condizione di carico n° 19 (PERMANENTE)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.50$	$X_f = 4.70$	$V_{ni} = 1.50$	$V_{nf} = 1.50$	$V_{ii} = 0.00$ $V_{if} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	---------------------------------

Condizione di carico n° 20 (STRADALE)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.50$	$X_f = 4.70$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$	$V_{ii} = 0.00$ $V_{if} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	---------------------------------

Condizione di carico n° 21 (RITIRO)

Term	Pied_S	$D_{te} = -9.80$	$D_{if} = -9.80$
Term	Pied_D	$D_{te} = -9.80$	$D_{if} = -9.80$
Term	Traverso	$D_{te} = -9.80$	$D_{if} = -9.80$

Condizione di carico n° 22 (TERMICA UNIF)

Term	Traverso	$D_{te} = -15.00$	$D_{if} = -15.00$
------	----------	-------------------	-------------------

Condizione di carico n° 23 (TERMICA FARF)

Term	Traverso	$D_{te} = 5.00$	$D_{if} = -5.00$
------	----------	-----------------	------------------

Condizione di carico n° 24 (TERMICA UNIFORME (-))

Term	Traverso	$D_{te} = 15.00$	$D_{if} = 15.00$
------	----------	------------------	------------------

Condizione di carico n° 25 (TERMICA FARFALLA (-))

Term	Traverso	$D_{te} = -5.00$	$D_{if} = 5.00$
------	----------	------------------	-----------------

Le azioni di frenatura ed avviamento sono state inserite nelle condizioni dei carichi ferroviari verticali LM71 ed SW2 raggruppandoli come previsto in tab. 5.2.IV



COMBINAZIONI DI CALCOLO	SLV	
	1	2
Peso proprio	1	1
spinta terre sx	1	1
spinta terre sdx	1	1
sisma orizzontale	1	0.3
sisma Verticale	0.3	1
spinta falda	1	1
LM71-1 - GR1		
LM71-2 - GR1		
LM71-3 - GR1		
SW2-1 - GR1		
SW2-2 - GR1		
SW2-3 - GR1		
LM71-1 - GR3		
LM71-2 - GR3		
LM71-3 - GR3		
SW2-1 - GR3		
SW2-2 - GR3		
SW2-3 - GR3		
PERMANENTE	1	1
FOLLA		
RITIRO	1	1
TERMICA	0.5	0.5

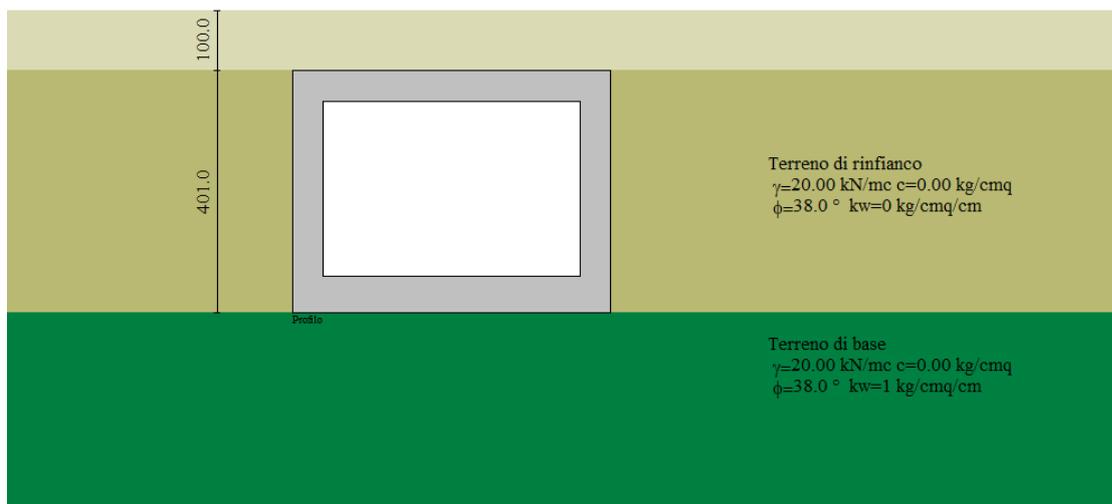
COMBINAZIONI DI CALCOLO	SLE (RARA)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terre sx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terre sdx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
sisma Sinistra												
spinta falda	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
LM71-1 - GR1												
LM71-2 - GR1												
LM71-3 - GR1												
SW2-1 - GR1												
SW2-2 - GR1												
SW2-3 - GR1												
LM71-1 - GR3	1						0.8					
LM71-2 - GR3		1						0.8				
LM71-3 - GR3			1						0.8			
SW2-1 - GR3				1						0.8		
SW2-2 - GR3					1						0.8	
SW2-3 - GR3						1						0.8
PERMANENTE	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
STRADALE												
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERMICA ±		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6

## 8 MODELLO DI CALCOLO

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler).

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b></p>					
<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo Sottopasso</b></p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0300 003</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 27 di 45</p>



**Figura 14 – Modello di calcolo scatolare**

### 8.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per l'analisi delle strutture è stato utilizzato il software **SCAT** © versione **2014** della **Aztec Informatica**, numero di licenza **AIR0136G4**, distribuito da **Aztec Informatica** Corso Umberto 43 -87050 Casali del manco – Loc. Casole Bruzio (CS).

La documentazione fornita dal produttore e dal distributore del software circa l'affidabilità, la validazione ed i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione sono disponibili al sito del produttore.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

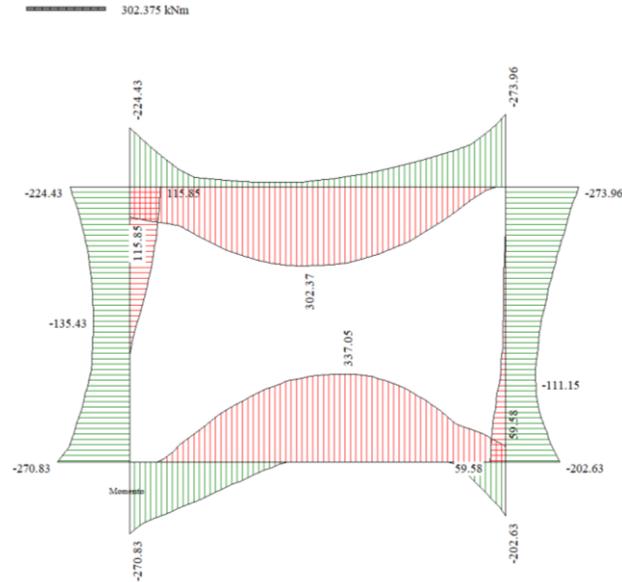
### 8.2 Affidabilità del codice di calcolo

Per quanto riguarda il software utilizzato per l'analisi strutturale, un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software SCAT 14.0 ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

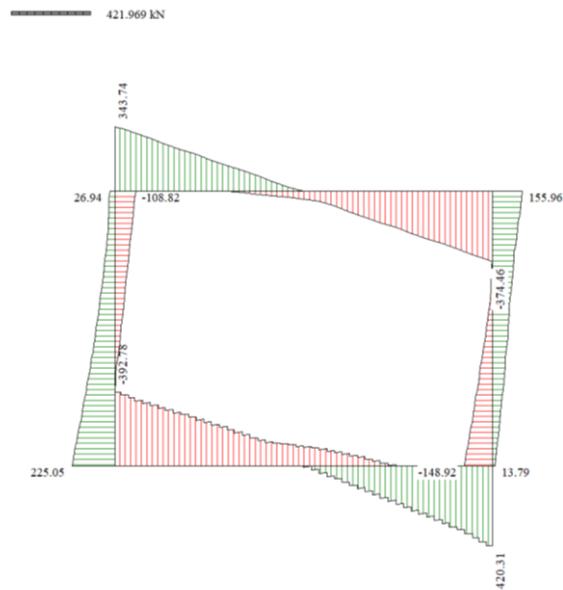
## 9 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Nel seguito sono rappresentati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni allo SLU/SLV, in termini di momento flettente, taglio e sforzo normale su una striscia unitaria di sezione trasversale.

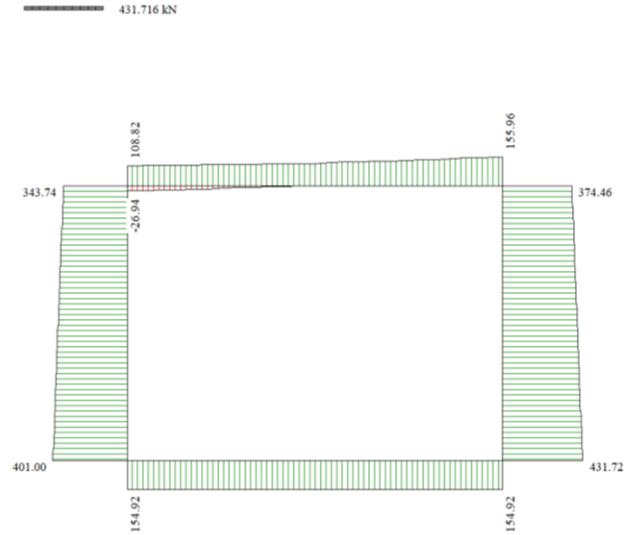
Le sollecitazioni massime sulle diverse membrature sono riassunte nella tabella di Figura 18.



**Figura 15 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU**



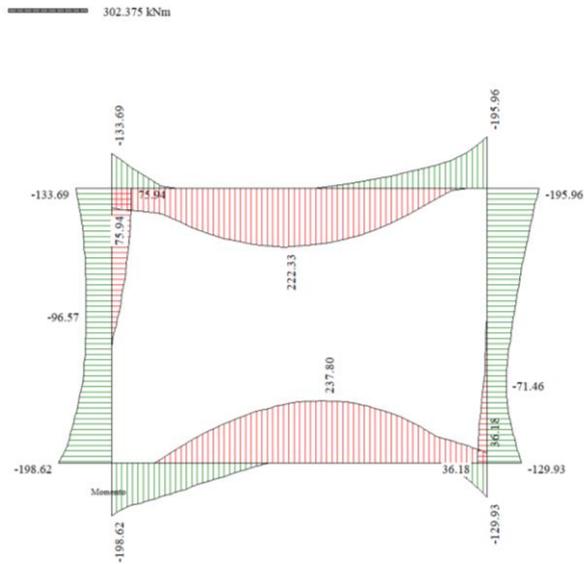
**Figura 16 – Involuppo diagramma del taglio SLU**



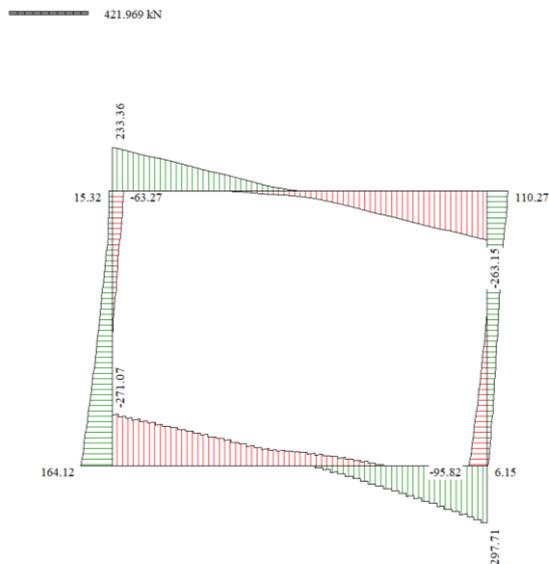
**Figura 17 – involuppo diagramma sforzo normale SLU**

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)						
SLU (Approccio 2)						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	337.05	( 38 )	421.97	( 14 )	154.92	( 25 )
Piedritto sinistro	-270.83	( 18 )	225.05	( 22 )	401.00	( 4 )
Piedritto centrale	...	...	...	...	...	...
Piedritto destro	-273.96	( 38 )	155.96	( 48 )	431.72	( 14 )
Traverso	302.37	( 14 )	-374.46	( 38 )	155.96	( 48 )
Combinazioni analizzate 71						
<input data-bbox="491 1668 523 1697" type="button" value=" &lt;&lt; "/> <input data-bbox="635 1668 667 1697" type="button" value=" &gt;&gt; "/> <input data-bbox="790 1668 837 1697" type="button" value=" Chiudi "/> <input data-bbox="981 1668 1029 1697" type="button" value=" Help "/>						

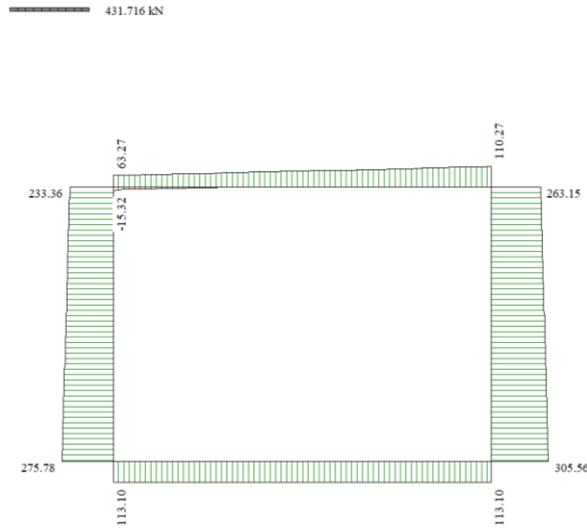
**Figura 18 – Involuppo sollecitazioni caratteristiche**



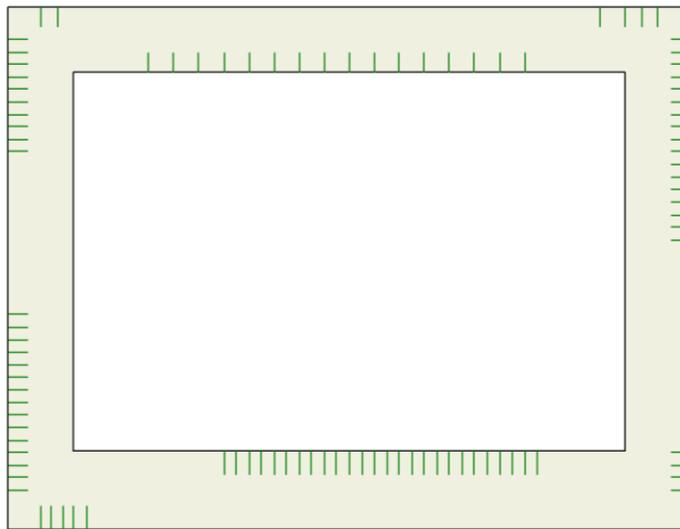
**Figura 19- Involuppo momenti flettenti SLE**



**Figura 20 – Involuppo diagramma del taglio SLE**



**Figura 21 – Involuppo diagramma sforzo normale SLE**

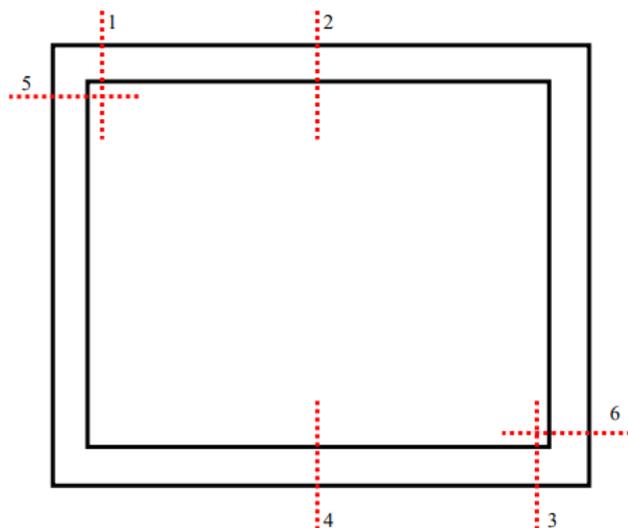


**Figura 22 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte**

In Figura 22 sono rappresentate, in colore verde, le sezioni in cui è stata calcolata l'ampiezza delle fessure, risultando sempre al di sotto dei limiti prescritti.

## 10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

Le sezioni in cui vengono eseguite le verifiche sono quelle di figura seguente:



### 10.1 Sezione 1

$B = 100 \text{ cm}$      $H = 50 \text{ cm}$

$$M_{Ed,SLV} = -273.96 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 98 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,SLV} = 374.46 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -195.96 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 70.3 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

$$A'_s = 5\varnothing 26 \text{ spille } \varnothing 10/20 \times 20$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre [2] Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	26.55	44.2

Tipo Sezione  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub> 98    70.3 kN  
 M<sub>xEd</sub> 273.96    195.6 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0    0

P.to applicazione N  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord. [cm]    xN 0    yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +     S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta     Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd    Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello

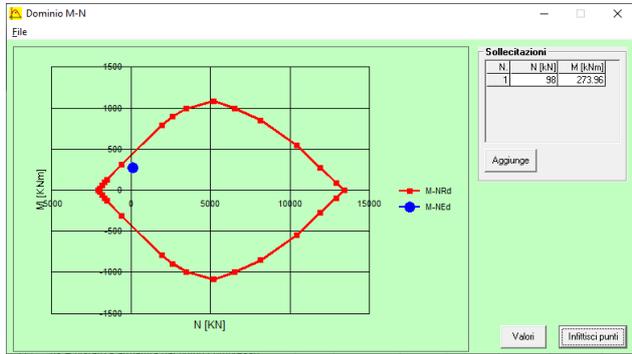
Precompresso

Materiali  
 B450C    32/40

f<sub>cu</sub> 67.5 %    ε<sub>c2</sub> 2 %  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3.5 %  
 E<sub>s</sub> 200,000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 22.67  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 %    σ<sub>c,adm</sub> 10.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0.6267  
 τ<sub>c1</sub> 1.886

M<sub>xRd</sub> 454 kNm

ε<sub>c</sub> -22.67 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 3.5 %  
 ε<sub>sc</sub> 22.53 %  
 d 44.2 cm  
 x 5.943    x/d 0.1345  
 δ 0.7



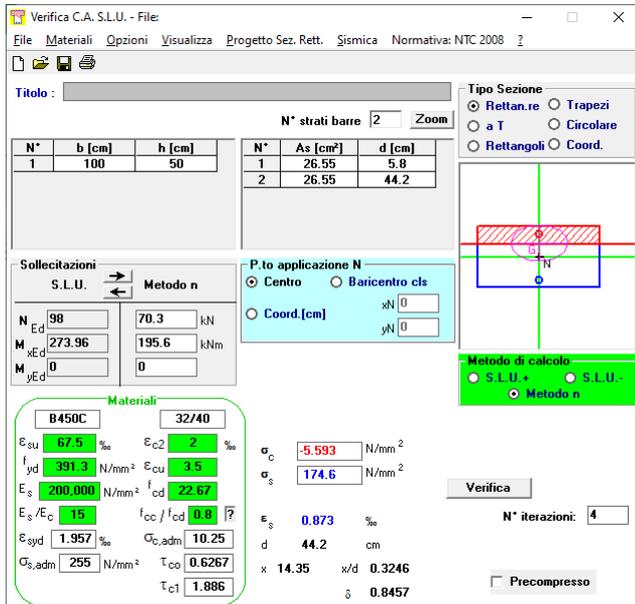
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V <sub>Ed</sub>		kN	374
2	Sforzo Normale Agente	N <sub>Ed</sub>		kN	98
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	φ		mm	26
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n <sub>w</sub>		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	φ <sub>w</sub>		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s <sub>w</sub>		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f <sub>ck</sub>		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ <sub>c</sub>		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f <sub>yk</sub>		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ <sub>s</sub>		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f <sub>cd</sub>	α <sub>cc</sub> f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub>	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f <sub>yd</sub>	f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub>	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ <sub>cp</sub>	N <sub>Ed</sub> /Bh < 0,2f <sub>cd</sub>	MPa	0.20
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	429
22	Area di acciaio longitudinale	A <sub>sl</sub>	n <sub>w</sub> φ <sub>w</sub> <sup>2</sup> /4	mm <sup>2</sup>	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	A <sub>sl</sub> /Bd < 0,02	-	0.00619
24	Coefficiente amplificativo	k	1+√(200/d) < 2	-	1.68279
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v <sub>min</sub>	0,035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>	MPa	0.432
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v <sub>min</sub>	v <sub>min</sub> +0,15σ <sub>cp</sub>	MPa	0.462
27	Coefficiente di riduzione	v	(cotga+cotgθ)/(1+cotg <sup>2</sup> θ)	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	f(σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )	-	1.011
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v <sub>Rd</sub>	0,18k(100ρ <sub>l</sub> f <sub>ck</sub> ) <sup>1/3</sup>	MPa	0.576
30	<b>Taglio Resistente del cls non armato</b>	V <sub>Rd</sub>	v <sub>Rd,c</sub> Bd	kN	247
31	<b>Verifica in assenza di armature a taglio</b>		V <sub>Ed</sub> < V <sub>Rd,c</sub>	?	armatura necessaria
32	Resistenza massima a taglio del cls	v <sub>Rcd</sub>	0,5α <sub>c</sub> v <sub>cd</sub>	MPa	3.160
33	<b>Taglio Resistente massimo del cls</b>	V <sub>Rcd</sub>	0,9v <sub>Rcd</sub> Bd	kN	1.220
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rcd</sub> / V <sub>Ed</sub>	-	3.258
35	<b>Verifica a taglio per cls compresso</b>		V <sub>Ed</sub> < V <sub>Rcd</sub>	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A <sub>sw</sub>	n <sub>w</sub> φ <sub>w</sub> <sup>2</sup> /4	mm <sup>2</sup>	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v <sub>s</sub>	(cotga+cotgθ)sena	-	2.500
38	<b>Taglio Resistente dell'armatura</b>	V <sub>Rsd</sub>	0,9dA <sub>sw</sub> f <sub>yk</sub> v <sub>s</sub> v <sub>w</sub>	kN	742
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rsd</sub> / V <sub>Ed</sub>	-	1.981
40	<b>Verifica a taglio dell'armatura</b>		V <sub>Ed</sub> < V <sub>Rsd</sub>	?	OK
41	<b>Verifica a taglio sulla sezione?</b>				<b>OK</b>

Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 5.59 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 174.6 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

$$W = 0.194 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a table for section properties (N\*, b [cm], h [cm], As [cm²], d [cm]), material properties (B450C, 32/40), and calculation results (σ<sub>c</sub> = 5.593 N/mm², σ<sub>s</sub> = 174.6 N/mm², ε<sub>s</sub> = 0.873 ‰, etc.). A diagram of the section is also visible.

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	143.5	[mm]	
∅	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.7178		
Es	210000	[N/mm²]	
σs	174.6	[N/mm²]	
(1-β1β2β2)	0.7424		>=0.4
εsm	0.0006172		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
def	178.25	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5∅)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	65952.5	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = def * beff
k3	0.125		
ρ	0.04025		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ <sub>sm</sub>	185.3	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3∅/ρ
wd	0.1944	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> εsm

## 10.2 Sezione 2

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 50 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,SLV} = 302.37 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 18.65 \text{ kN}$$

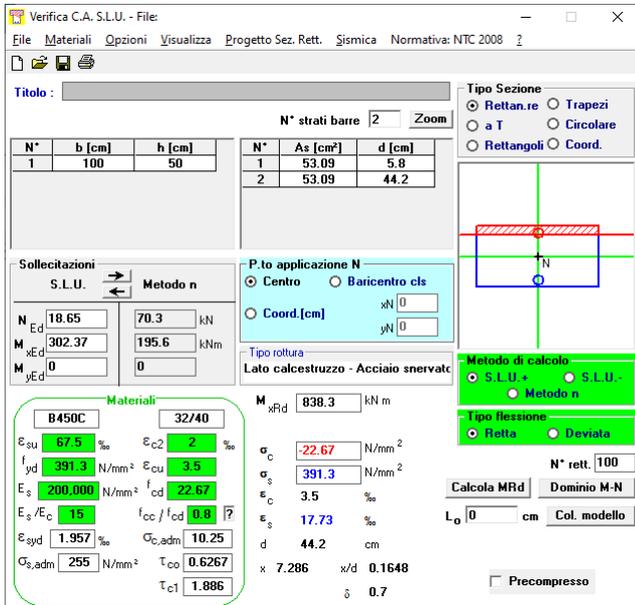
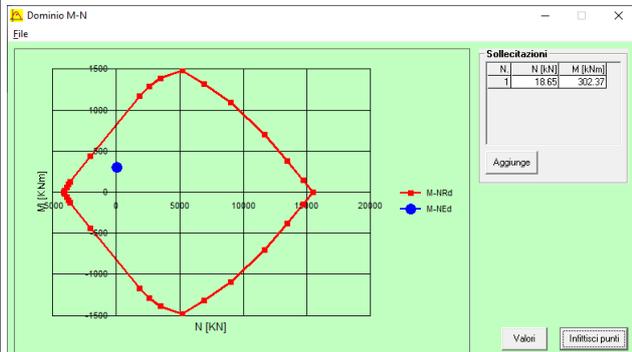
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 222.33 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 9.22 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\emptyset 26$$

$$A'_s = 10\emptyset 26$$

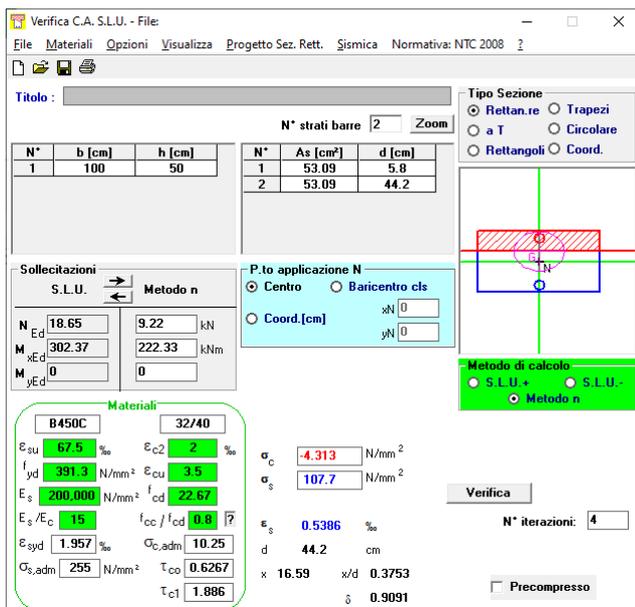



Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 4.31 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 107.7 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

$$W = 0.112 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	165.9	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n	Fe		
As	5309.3	[mm <sup>2</sup> ]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.6823		
Es	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	
σs	107.7	[N/mm <sup>2</sup> ]	
(1-β1β2β2)	0.7672		>=0.4
εsm	0.0003935		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	167.05	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	61808.5	[mm <sup>2</sup> ]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k3	0.125		
p	0.08590		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δsm :	168.1	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/p
wd	0.1125	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

### 10.3 Sezione 3

B = 100 cm    H = 60 cm

$M_{Ed,SLV} = 270.83 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 146.73 \text{ kN}$

$V_{Ed,SLV} = 246.7 \text{ kN}$

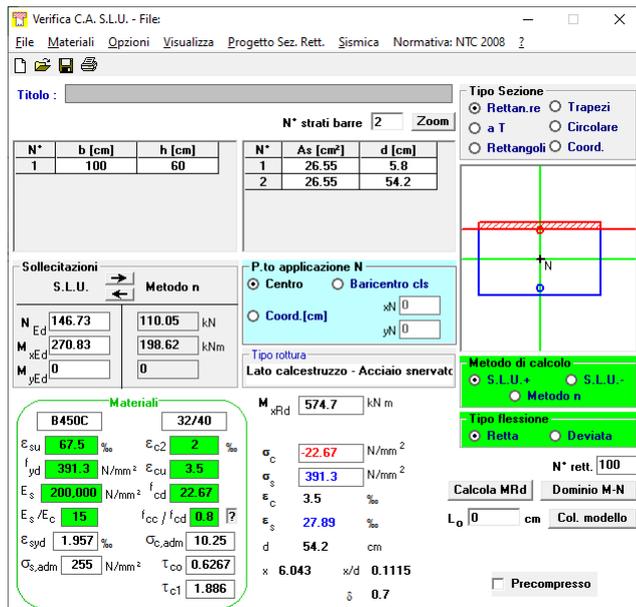
$M_{Ed,SLE} = 198.62 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 110.05 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Spille  $\varnothing 10/20 \times 20$



**Verifica C.A. S.L.U. - File**

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	M <sub>xEd</sub>	M <sub>yEd</sub>	N	M
146.73	270.83	0	110.05 kN	198.62 kNm

Materiali: B450C / 32/40

Proprietà	Valore	Unità
$\epsilon_{su}$	67.5	%
$\epsilon_{cu}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²
$E_s$	200,000	N/mm²
$\epsilon_s / \epsilon_c$	15	
$\epsilon_{syd}$	1.957	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
$\tau_{c1}$	1.886	
$\sigma_c$	-22.67	N/mm²
$\sigma_s$	391.3	N/mm²
$\epsilon_c$	3.5	%
$\epsilon_s$	27.89	%
d	54.2	cm
x	6.043	x/d 0.1115
$\delta$	0.7	

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 574.7 kNm

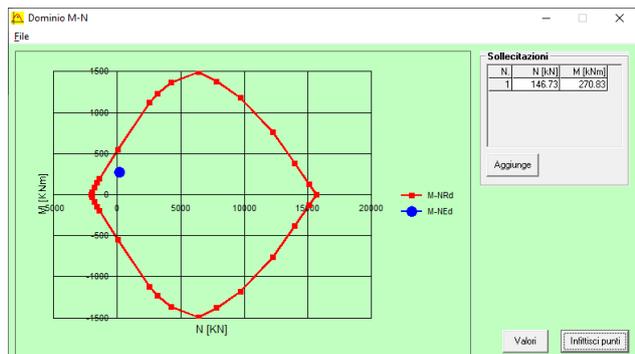
Metodo di calcolo: S.L.U. / Metodo n

Tipo flessione: Retta / Deviato

N° rett.: 100

Col. modello

Precompresso



	Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	$V_{ed}$	kN	247
2	Sforzo Normale Agente	$N_{ed}$	kN	147
3	Larghezza Sezione	B	mm	1000
4	Altezza Sezione	H	mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n	-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	$\phi$	mm	26
7	Copri ferro delle barre longitudinali	c	mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	$n_w$	-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	$\phi_w$	mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	$s_w$	mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	$\alpha$	°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	$\theta$	°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	$\gamma_c$	-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	$f_{yk}$	MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	$\gamma_s$	-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	$f_{cd}$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd}$	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	$\sigma_{cp}$	MPa	0.24
21	Altezza Utile Sezione	d	mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	$A_{sl}$	mm <sup>2</sup>	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	$\rho_l$	-	0.00502
24	Coefficiente amplificativo	k	-	1.61488
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	$v_{min}$	MPa	0.406
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	$v_{min}$	MPa	0.443
27	Coefficiente di riduzione	v	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	-	1.013
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	$v_{rd}$	MPa	0.526
30	<b>Taglio Resistente del cls non armato</b>	$V_{Rd}$	kN	278
31	<b>Verifica in assenza di armature a taglio</b>	$V_{ed} < V_{Rd,c}$	?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	$V_{Rcd}$	MPa	3.169
33	<b>Taglio Resistente massimo del cls</b>	$V_{Rsd}$	kN	1,509
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	$\eta_{Rcd}$	-	6.115
35	<b>Verifica a taglio per cls compresso</b>	$V_{ed} < V_{Rcd}$	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	$A_{sw}$	mm <sup>2</sup>	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	$v_s$	-	2.500
38	<b>Taglio Resistente dell'armatura</b>	$V_{Rsd}$	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	$\eta_{Rsd}$	-	3.707
40	<b>Verifica a taglio dell'armatura</b>	$V_{ed} < V_{Rsd}$	?	OK
41	<b>Verifica a taglio sulla sezione?</b>			<b>OK</b>

Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 4.14 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 133.6 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo  $M_{fess} = 206.1 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 198.62 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Tipo Sezione:  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

Sollecitazioni: S.L.U.    Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
N <sub>Ed</sub>	146.73	110.05 kN
M <sub>Ed</sub>	270.83	198.62 kNm
M <sub>Ed</sub>	0	

P.to applicazione N:  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN 0    yN 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali: B450C    32/40

Proprietà	Valore	Unità
$\epsilon_{su}$	67.5	%
$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²
$\epsilon_{cu}$	3.5	%
$E_s$	200,000	N/mm²
$f_{cd}$	22.67	N/mm²
$E_s/E_c$	15	
$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	
$\epsilon_{syd}$	1.957	%
$\sigma_{c,adm}$	10.25	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
$\tau_{co}$	0.6267	
$\tau_{c1}$	1.886	
$\sigma_c$	-4.138	N/mm²
$\sigma_s$	133.6	N/mm²
$\epsilon_s$	0.6682	%
d	54.2	cm
x	17.19	
x/d	0.3172	
$\delta$	0.8364	

Verifica    N° iterazioni: 4     Precompresso

#### 10.4 Sezione 4

B = 100 cm    H = 60 cm

$$M_{Ed,SLV} = -337.05 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 40.5 \text{ kN}$$

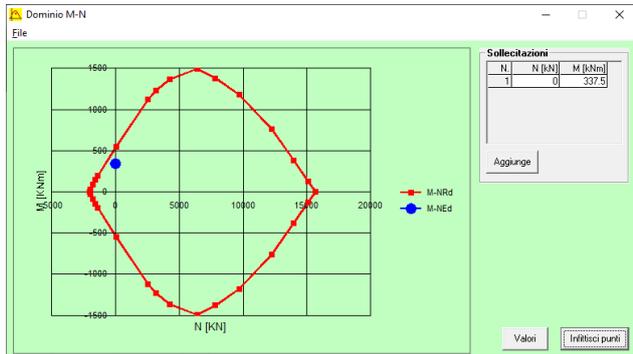
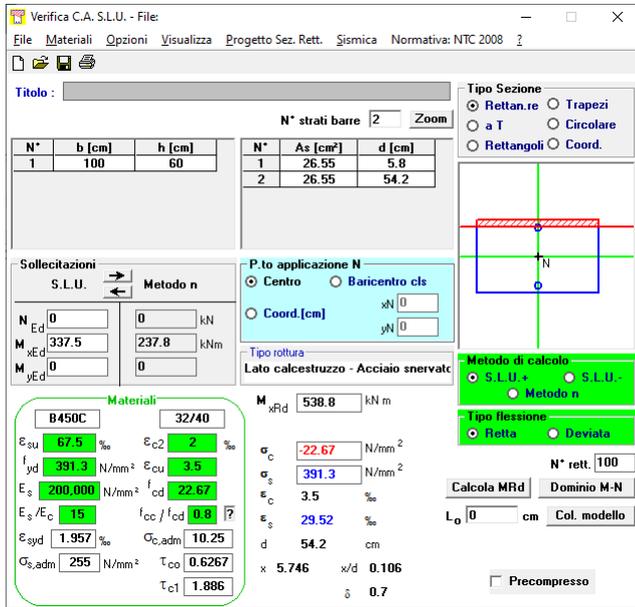
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -237.8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 30.5 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

$$A'_s = 5\varnothing 26$$

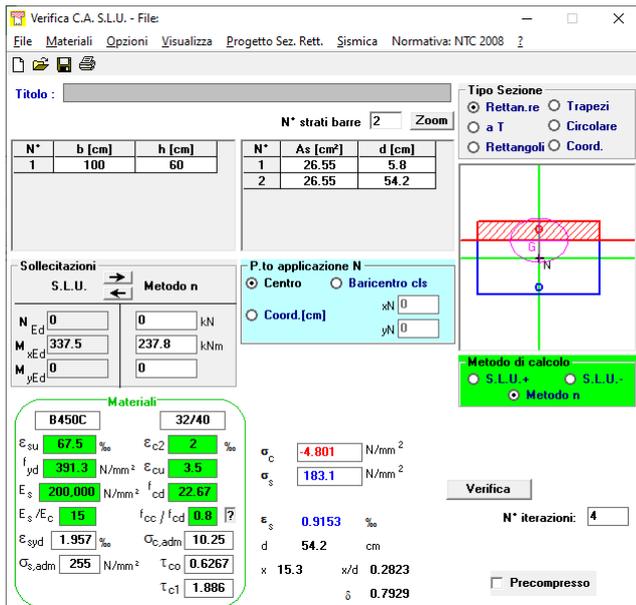


Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 4.80 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.1 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

$$W = 0.183 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	157.2	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n	5		
As	2654.6	[mm <sup>2</sup> ]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.8272		
E <sub>s</sub>	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	
σ <sub>s</sub>	177.7	[N/mm <sup>2</sup> ]	
(1-β1β2β2)	0.6579		>=0.4
ε <sub>sm</sub>	0.0005567		Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β1β2β2)/E <sub>s</sub>
deff	221.4	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
A <sub>c,eff</sub>	81918	[mm <sup>2</sup> ]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0.125		
p	0.03241		As/A <sub>c,eff</sub>
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ <sub>sm</sub>	193.1	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/p
wd	0.1828	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> ε <sub>sm</sub>

### 10.5 Sezione 5

$B = 100 \text{ cm}$      $H = 50 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = -273.96 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 374.46 \text{ kN}$

$V_{Ed,SLV} = 98 \text{ kN}$

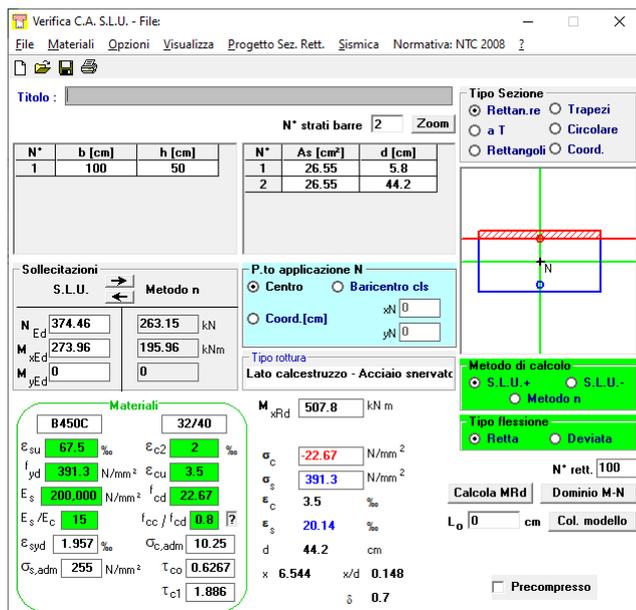
$M_{Ed,SLE} = -195.96 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 263.15 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Spille  $\varnothing 10/20 \times 20$



**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	26.55	44.2

Tipo Sezione:  
 Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

Sollecitazioni:  
 S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub> 374.46    263.15 kN  
 M<sub>Ed</sub> 273.96    195.96 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N:  
 Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]   xN 0   yN 0

Tipo rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  
 S.L.U. +    S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione:  
 Retta    Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd    Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello

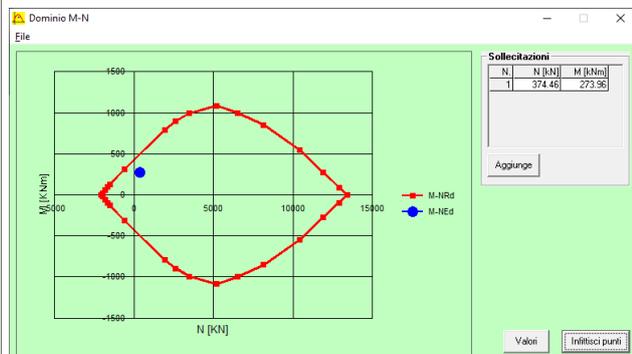
Precompresso

Materiali: B450C    32/40

$\epsilon_{cu}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 22.67
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 10.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6267
	$\tau_{c1}$ 1.886

M<sub>xRd</sub> 507.8 kNm

$\sigma_c$  -22.67 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  20.14 ‰  
 d 44.2 cm  
 x 6.544    x/d 0.148  
 $\delta$  0.7



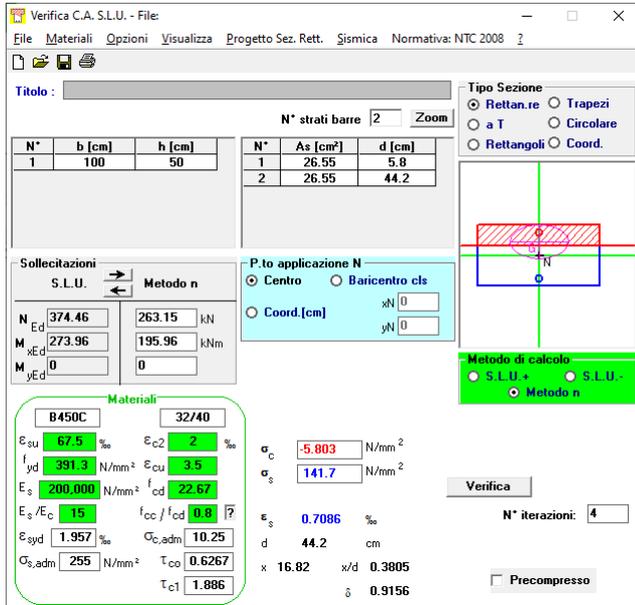
	Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	$V_{ed}$	kN	98
2	Sforzo Normale Agente	$N_{ed}$	kN	374
3	Larghezza Sezione	B	mm	1000
4	Altezza Sezione	H	mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n	-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	$\phi$	mm	26
7	Copri ferro delle barre longitudinali	c	mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	$n_w$	-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	$\phi_w$	mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	$S_w$	mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	$\alpha$	°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	$\theta$	°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	$\gamma_c$	-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	$f_{yk}$	MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	$\gamma_s$	-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	$f_{cd}$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd}$	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	$\sigma_{cp}$	MPa	0.75
21	Altezza Utile Sezione	d	mm	429
22	Area di acciaio longitudinale	$A_{sl}$	mm <sup>2</sup>	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	$\rho_l$	-	0.00619
24	Coefficiente amplificativo	k	-	1.68279
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	$v_{min}$	MPa	0.432
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	$v_{min} + 0.15\sigma_{cp}$	MPa	0.545
27	Coefficiente di riduzione	v	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	-	1.041
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	$v_{Rd}$	MPa	0.659
30	<b>Taglio Resistente del cls non armato</b>	$V_{Rd,c}$	kN	283
31	<b>Verifica in assenza di armature a taglio</b>	$V_{ed} < V_{Rd,c}$	?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	$V_{Rcd}$	MPa	3.256
33	<b>Taglio Resistente massimo del cls</b>	$0.9V_{Rcd}$	kN	1,257
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	$\eta_{Rcd}$	-	12.826
35	<b>Verifica a taglio per cls compresso</b>	$V_{ed} < V_{Rsd}$	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	$A_{sw}$	mm <sup>2</sup>	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	$v_s$	-	2.500
38	<b>Taglio Resistente dell'armatura</b>	$0.9dA_{sw}f_{yd}v_s/s_w$	kN	742
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	$\eta_{Rsd}$	-	7.568
40	<b>Verifica a taglio dell'armatura</b>	$V_{ed} < V_{Rsd}$	?	OK
41	<b>Verifica a taglio sulla sezione?</b>			<b>OK</b>

Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 5.80 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 141.7 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

$$W = 0.156 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar, a title field, and several input panels. The 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Solllecitazioni' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Materiali' panel shows 'B450C' and '32/40' selected. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' selected. The 'Verifica' button is visible, along with the number of iterations (4) and a 'Precompresso' checkbox.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	26.55	44.2

Solllecitazioni	Metodo n
N <sub>Ed</sub> 374.46	263.15 kN
M <sub>Ed</sub> 273.96	195.96 kNm
V <sub>Ed</sub> 0	0

Materiali	32/40
ε <sub>su</sub> 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3.5 ‰
E <sub>s</sub> 200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 22.67
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> 1.957 ‰	C <sub>c,adm</sub> 10.25
C <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0.6267
	τ <sub>c1</sub> 1.886

σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	ε <sub>s</sub>	d	x	x/d	ξ
-5.803 N/mm²	141.7 N/mm²	0.7086 ‰	44.2 cm	16.82	0.3805	0.9156

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	16.8	[mm]	
∅	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm²]	
β <sub>1</sub>	1		barre ad aderenza migliorata.
β <sub>2</sub>	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.7864		
E <sub>s</sub>	210000	[N/mm²]	
σ <sub>s</sub>	141.7	[N/mm²]	
(1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>3</sub> )	0.6908		>=0.4
ε <sub>sm</sub>	0.0004661		Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>3</sub> )/E <sub>s</sub>
deff	241.6	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5∅)
b <sub>eff</sub>	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
A <sub>c,eff</sub>	89392	[mm²]	Area calcestruzzo efficace =deff *b <sub>eff</sub>
k <sub>3</sub>	0.125		
ρ	0.02970		As/A <sub>c,eff</sub>
s	185	[mm]	
k <sub>2</sub>	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ <sub>sm</sub>	196.8	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> ∅/ρ
w <sub>d</sub>	0.1559	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> ε <sub>sm</sub>

## 10.6 Sezione 6

B = 100 cm    H = 50 cm

$$M_{Ed,slv} = -270.83 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,slv} = 248.86 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,slv} = 216.79 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,sle} = -198.62 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,sle} = 179.45 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\emptyset 26$$

$$A'_s = 5\emptyset 26$$

$$\text{Spille } \emptyset 10/20 \times 20$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre [2] Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	26.55	44.2

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 248.86 179.45 kN  
 M<sub>xEd</sub> 270.83 198.62 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

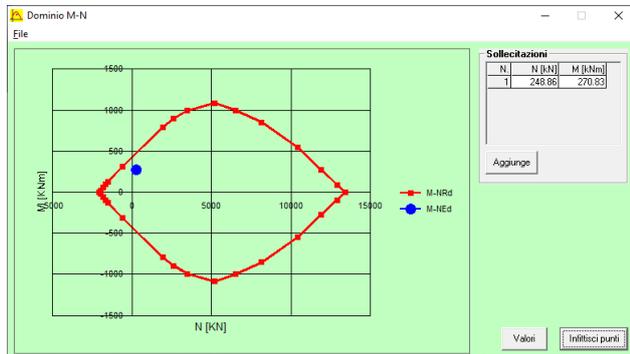
Metodo di calcolo  
 S.L.U.  Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
 B450C 32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 22.67  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 10.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6267  
 τ<sub>c1</sub> 1.886

M<sub>xRd</sub> 483.4 kNm  
 ε<sub>c</sub> -22.67 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 21.2 ‰  
 d 44.2 cm  
 x 6.262 x/d 0.1417  
 δ 0.7

Calcola MRd | Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso



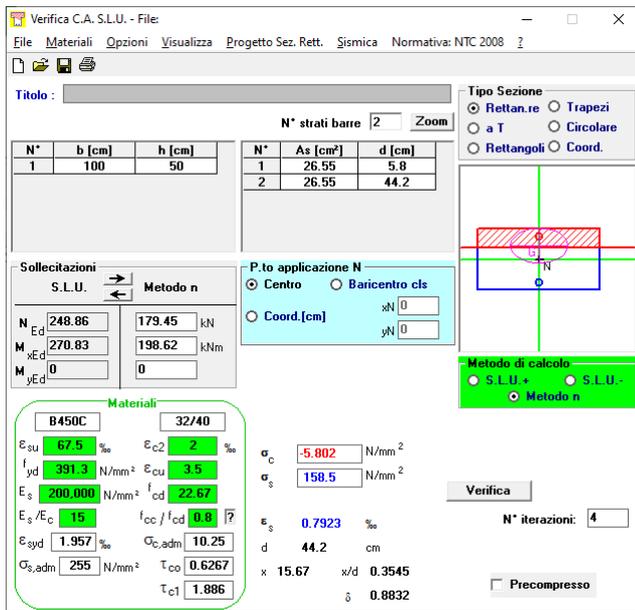
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V <sub>ed</sub>		kN	217
2	Sforzo Normale Agente	N <sub>ed</sub>		kN	249
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	φ		mm	26
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n <sub>v</sub>		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	φ <sub>w</sub>		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s <sub>w</sub>		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f <sub>ck</sub>		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ <sub>c</sub>		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f <sub>yk</sub>		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ <sub>a</sub>		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f <sub>cd</sub>	α <sub>cc</sub> f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub>	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f <sub>yd</sub>	f <sub>yk</sub> /γ <sub>a</sub>	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ <sub>cp</sub>	N <sub>ed</sub> /Bh < 0.2f <sub>cd</sub>	MPa	0.50
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	429
22	Area di acciaio longitudinale	A <sub>sl</sub>	nφ <sup>2</sup> /4	mm <sup>2</sup>	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	A <sub>sl</sub> /Bd < 0.02	-	0.00619
24	Coefficiente amplificativo	k	1+√(200/d) < 2	-	1.68279
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v <sub>min</sub>	0.035k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>	MPa	0.432
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v <sub>min</sub>	v <sub>min</sub> +0.15σ <sub>cp</sub>	MPa	0.507
27	Coefficiente di riduzione	v	(cotga+cotgθ)/(1+cotg <sup>2</sup> θ)	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	f(σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )	-	1.027
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v <sub>Rd</sub>	0.18k(100ρ <sub>l</sub> f <sub>ck</sub> ) <sup>1/3</sup>	MPa	0.621
30	<b>Taglio Resistente del cls non armato</b>	V <sub>Rd</sub>	v <sub>Rd,c</sub> Bd	kN	266
31	Verifica in assenza di armature a taglio		V <sub>ed</sub> < V <sub>Rd,c</sub>	?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	v <sub>Rcd</sub>	0.5α <sub>c</sub> v <sub>cd</sub>	MPa	3.212
33	<b>Taglio Resistente massimo del cls</b>	V <sub>Rcd</sub>	0.9v <sub>Rcd</sub> Bd	kN	1,240
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rcd</sub> / V <sub>Ed</sub>	-	5.721
35	Verifica a taglio per cls compresso		V <sub>ed</sub> < V <sub>Rcd</sub>	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A <sub>sw</sub>	n <sub>v</sub> tφ <sub>w</sub> <sup>2</sup> /4	mm <sup>2</sup>	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v <sub>1</sub>	(cotga+cotgθ)senα	-	2.500
38	<b>Taglio Resistente dell'armatura</b>	V <sub>Rsd</sub>	0.9dA <sub>sw</sub> f <sub>yd</sub> v <sub>1</sub> /s <sub>w</sub>	kN	742
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rsd</sub> / V <sub>Ed</sub>	-	3.421
40	Verifica a taglio dell'armatura		V <sub>ed</sub> < V <sub>Rsd</sub>	?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per gli SLE si ha:

$$\sigma_c = 5.80 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 158.5 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

$$W = 0.171 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	26.55	44.2

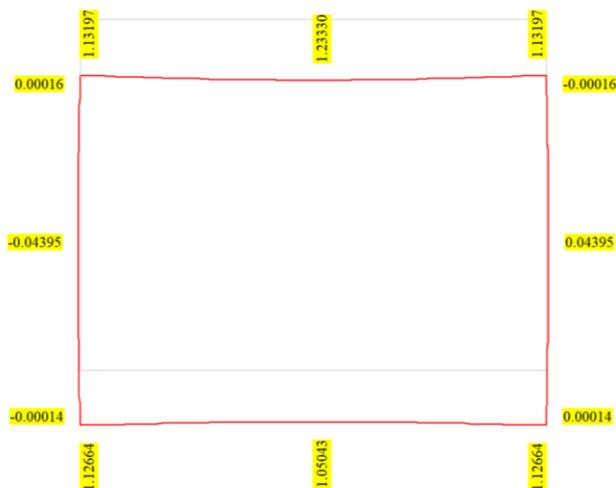
Materiali	32/40
$\epsilon_{su}$	67.5 %
$f_{yd}$	391.3 N/mm²
$E_s$	200.000 N/mm²
$\epsilon_s / \epsilon_c$	15
$\epsilon_{syd}$	1.957 %
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
$\tau_{c1}$	1.886

$\sigma_c$	5.802 N/mm²
$\sigma_s$	158.5 N/mm²
$\epsilon_s$	0.7923 ‰
d	44.2 cm
x	15.67
x/d	0.3545
$\delta$	0.8832

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	156.7	[mm]	
$\emptyset$	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm²]	
$\beta_1$	1		barre ad aderenza migliorata.
$\beta_2$	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
$\beta$	0.7435		
Es	210000	[N/mm²]	
$\sigma_s$	158.5	[N/mm²]	
$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0.7236		$\geq 0.4$
$\epsilon_{sm}$	0.0005462		Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$
deff	171.65	[mm]	$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	63510.5	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0.125		
$\rho$	0.04180		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
$\Delta_{sm}$	184.1	[mm]	distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$
wd	0.1709	[mm]	apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm}$

## 11 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Di seguito si riportano i risultati della verifica di deformabilità allo stato limite di comfort (paragrafo 5.2.3.3.2.1 MdP RFI) per la quale è necessario rispettare il rapporto  $\delta/L < 1/1000$  per effetto dei carichi ferroviari LM71.



Per lo scatolare in esame ( $L=5.2\text{m}$ ) il valore della freccia è calcolato come segue:

- Dz all'estremità della soletta – 1.13197 cm
- Freccia – mezzeria della soletta – 1.23330 cm

$$f = 1.2333 - 1.13197 = 0.10133 \text{ cm} < 420/1000 = 0.42 \text{ cm} ;$$

A seguire viene riportata la verifica dello sghembo.

Senza procedere al calcolo diretto, si adottano le seguenti considerazioni cautelative.

Anche assumendo che una rotaia abbia la freccia massima, mentre la seconda rotaia rimanga indeformata, lo sghembo vale  $t = f/(L/2) = 1.0133\text{mm}/4.7\text{m} = 0.215 \text{ mm/m}$

Il valore limite di confronto è (MdP Ponti e strutture - §5.2.3.2.2.1):

$$t = 3,00 \text{ mm}/3,00 \text{ m} = 1,0\text{mm/m per } 120 < V \leq 200 \text{ km/h}$$

la verifica risulta perciò soddisfatta.

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche al collasso non risultano necessarie. A questo riguardo si rileva che essendo il sottopasso disposto trasversalmente alla linea ferroviaria; uno SLU per raggiungimento del carico limite del complesso fondazione-terreni di imposta nella direzione parallela alla linea è impossibile, per la presenza del rilevato ferroviario ai lati del monolite.