

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV04 – FERMATA ALBENGA

Relazione di calcolo

Sottopasso

SCALA:

-

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

I V 0 1 | 0 0 | D | 2 6 | C L | F V 0 4 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: IV0100D26CLFV0400003A.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	7
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	9
6.4	CARICHI FERROVIARI.....	9
6.4.1	<i>Effetti dinamici</i>	10
6.4.2	<i>Distribuzione dei carichi ferroviari</i>	10
6.4.3	<i>Treno di carico LM71</i>	11
6.4.4	<i>Treno di carico SW</i>	11
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>	12
6.4.7	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i>	15
6.4.8	<i>Avviamento e frenatura</i>	15
6.4.9	<i>Serpeggio e centrifuga</i>	16
6.5	CARICHI FOLLA	16
6.6	RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA	16
6.7	AZIONE TERMICA	19
6.8	AZIONE SISMICA.....	19
6.8.1	<i>Sovrappinta sismica</i>	20
6.8.2	<i>Azione sismica inerziale</i>	20
7	COMBINAZIONI DI CARICO	20
7.1	ELENCO COMBINAZIONI.....	24
8	MODELLO DI CALCOLO.....	26
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	26
8.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	26
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	27
10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	30
10.1	SEZIONE 1.....	31
10.2	SEZIONE 2.....	33
10.3	SEZIONE 3.....	35
10.4	SEZIONE 4.....	37
10.5	SEZIONE 5.....	38
10.6	SEZIONE 6.....	40
11	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ'	43
12	VERIFICHE GEOTECNICHE	43

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative al sottopasso scatolare "FV04" da realizzarsi in corrispondenza della fermata Albenga nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 86+227.

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 $L_{int} = 4.80$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 3.00$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.70$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.60$ 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 1.30 m.

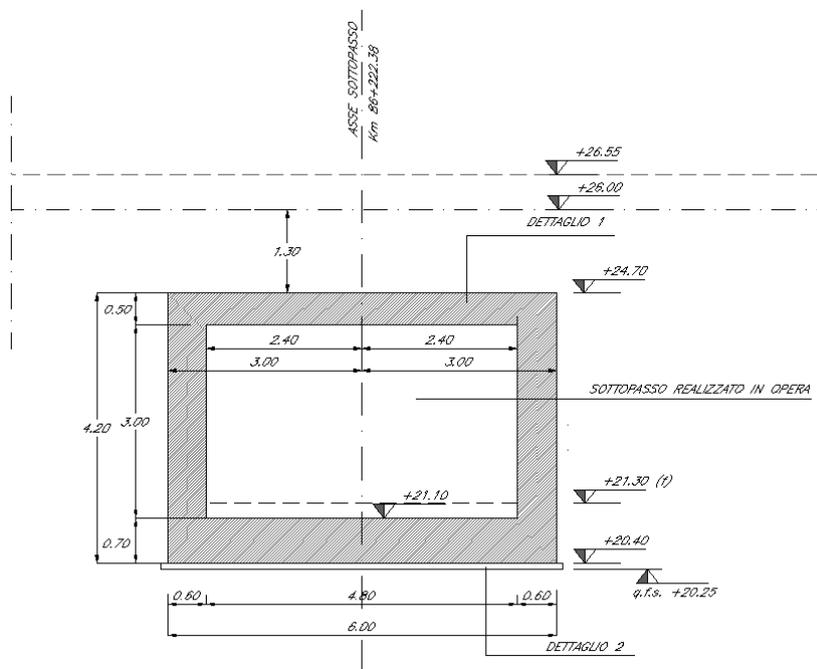


Figura 1 – sezione trasversale

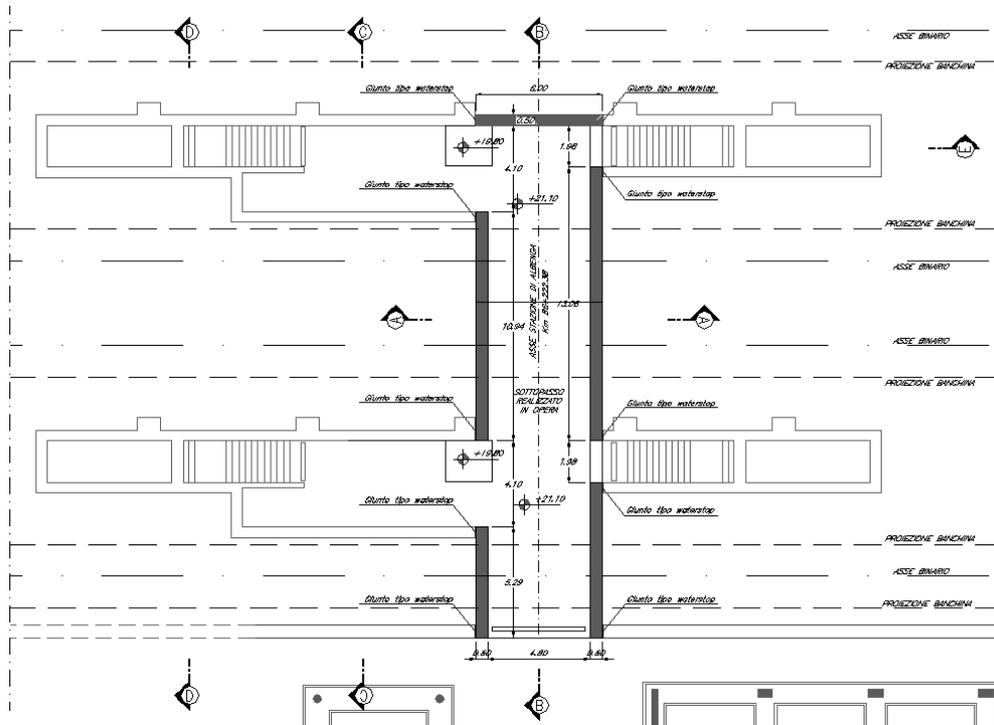


Figura 2 – Planimetria

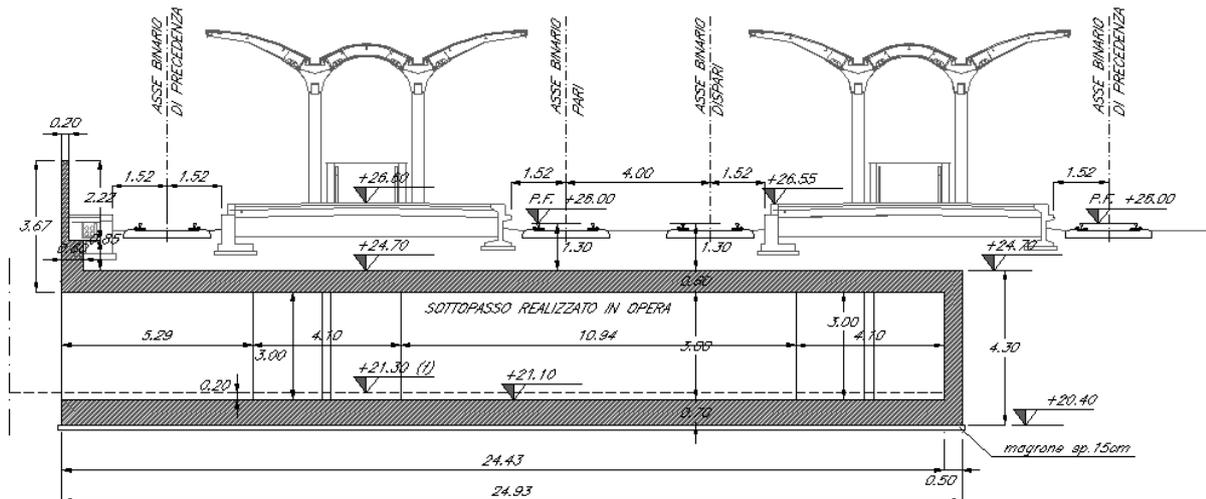


Figura 3 – Sezione longitudinale

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

IV0I00D26BZFBV0400004A
IV0I00D26BAFBV0400002A
IV0I00D26WAFV0400001A

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).

La zona della Stazione di Albenga si trova a ridosso delle due gallerie artificiali Bastia 1 e Bastia 2 che sono ubicate in corrispondenza di una zona ove il substrato conglomeratico pliocenico diventa affiorante. Le argille di Ortovero, eteropiche con CMV, sono segnalate dallo studio geologico del P.P., ma non sono state individuate da nessuno dei sondaggi eseguiti in corrispondenza delle due suddette gallerie. Materiali riconducibili alle argille di Ortovero (ORV) sono stati invece rinvenuti dai sondaggi BH50 e BH51. Tra le due gallerie si rinvengono prevalentemente terreni ghiaioso-sabbiosi di origine detritico alluvionale. I sondaggi della porzione occidentale non individuano il substrato litoide.

UNITÀ 1

Suolo e materiali di riporto antropico (rilevati stradali ecc...) di spessore pari a circa 2.70 m

UNITÀ 2

Ghiaia, ghiaia con sabbia e sabbia con ghiaia, a tratti limosa, di colore grigio e marrone chiaro, da moderatamente addensata a molto addensata. Sono presenti, a varie quote blocchi e ciottoli poligenici (calcare, arenaria, conglomerato) da angolari a sub-arrotondati.

Sabbie limose, sabbie con limo (localmente ghiaiose), di colore marrone e grigio, da moderatamente addensate ad addensate con inclusi clasti eterogenei di natura calcarea e arenacea da angolari a subarrotondati.

Lo spessore di questo strato nei sondaggi BH54 è pari a circa 12.70 m

UNITÀ 3

Limi sabbiosi e limi con sabbia (localmente con ghiaia), di colore marrone, generalmente molto consistenti con inclusi clasti di natura arenacea.

UNITÀ 4

Limo con argilla, limo argilloso, di colore nocciola e grigio, da moderatamente a estremamente consistente. Localmente è presente ghiaia da subangolare a subarrotondata.

SUBSTRATO LITOIDE

ARGILLE DI ORTOVERO (ORV): alternanze stratificate di argille sabbiose e sabbie (Pliocene medio Inferiore)

CONGLOMERATI DI MONTE VILLA (CMV): conglomerati a ciottoli prevalentemente calcarei (Pliocene sup.-medio).

Parametri geotecnici medi operativi unità terre

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	ν	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

(*) in condizioni non drenate può essere assunto un valore pari a 0.5

La quota di imposta della fondazione dello scatolare risulta essere più alta della quota terreno naturale per circa 5.00 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:

$$\phi = 38^\circ \quad \gamma = 20\text{KPa} \quad c' = 0 \quad E_d = 40\text{ MPa}$$

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

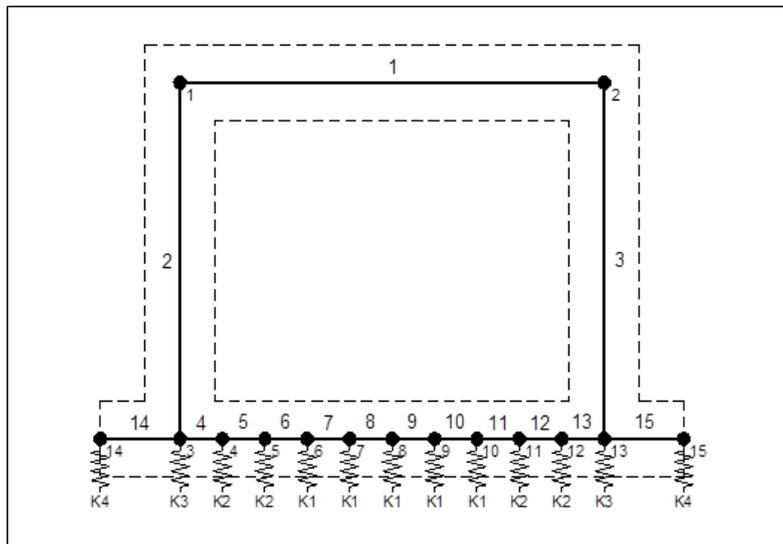


Figura 4 Modellazione letto di molle

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 kN/m³.

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 kN/m³, per un'altezza media fra piano del ferro ed estradosso della soletta pari a 1.00 m, che corrisponde ad un carico sulla soletta superiore pari a 18.0 kN/m:

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

6.2.2 Pavimentazione sottopasso

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

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

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):

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

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 rinfilanco;
- $H = 4.01 \text{ m}$ 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 " α " definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 del MdP RFI 2019.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
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 ≤ 200 km/h:
- Il ponte non è continuo trattandosi di un sottovia
- n_0 entro i limiti di fig.1.4.2.4.2

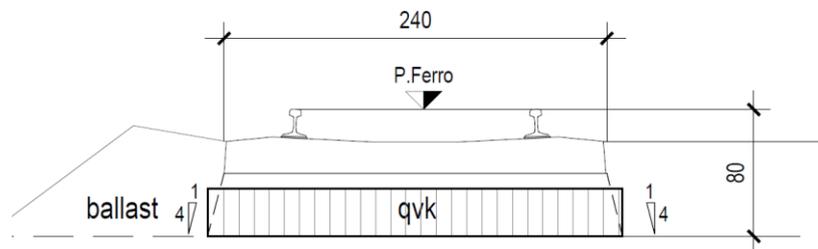
Gli effetti dinamici potranno essere tenuti in conto attraverso l'applicazione di un coefficiente dinamico Φ facendo riferimento al "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" nell'ipotesi di ridotto standard manutentivo:

$$L_{\Phi} = 1.3 \left[\frac{1}{2} (2H_{tot} + L_{tot}) \right] = 9.36$$

$$\Phi_3 = \left[\frac{2.16}{L_{\Phi}^{0.5} - 0.2} \right] + 0.73 = 1.48$$

6.4.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

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



$$L_{trasv} = 2.40 + 2 \cdot [(H_{tot} - H_{traversina})/4 + H_{rsup} \tan(\varphi_{ricoprimento}) + S_s/2] = 2.4 + 2 \cdot [(1.30 - 0.4)/4 + 0.5 \cdot \tan 38^\circ + (0.50/2)] = 4.13 \text{ m} > 4.00 \text{ m} \rightarrow 4.00 \text{ m}$$

Con

$H_{tot} = 1.30$ m	ricoprimento totale
$H_{traversina} = 0.40$ m	Spessore traversina
$H_{rsup} = 0.2$ m	Rinterro

$S_s = 0.50$ 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

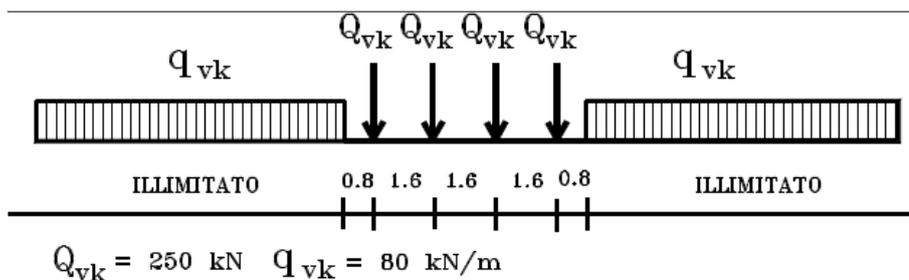


Figura 5: treno di carico LM71

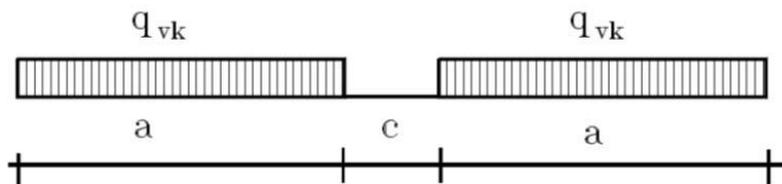
Carichi ferroviari mobili LM71									
Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_{trasv}	q'_{vk}	α	Φ_3	q'_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	4.00	39.1	1.1	1.48	63.60
	Carico distribuito	-	80.0	-	4.00	20.0	1.1	1.48	32.56

Essendo:

- L_{long} lunghezza di distribuzione longitudinale del carico
- L_{trasv} larghezza di distribuzione trasversale del carico
- q'_{vk} carico per unità di superficie $Q_{vk}/(L_{\text{long}} \cdot L_{\text{trasv}})$ ovvero q_{vk}/L_{trasv}
- α coefficiente di amplificazione del carico
- Φ_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}	α	Φ ₃	q _{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
SW/2	Carico distribuito	-	150.0	-	4.00	37.5	1.0	1.48	55.5

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).

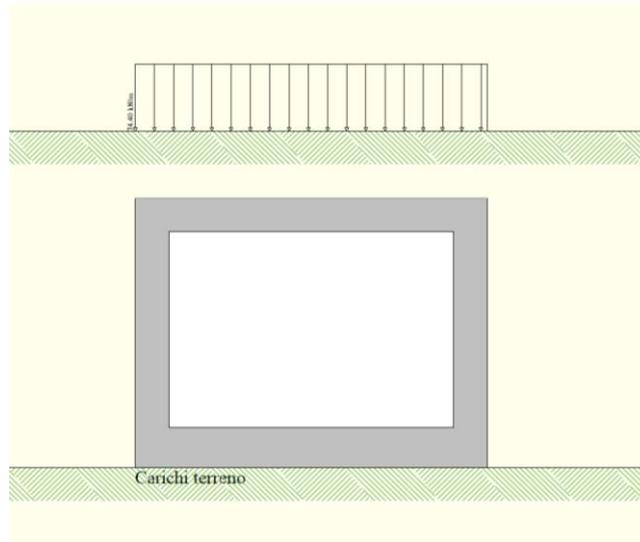


Figura 7 - Treno di carico LM71-Posizione 1

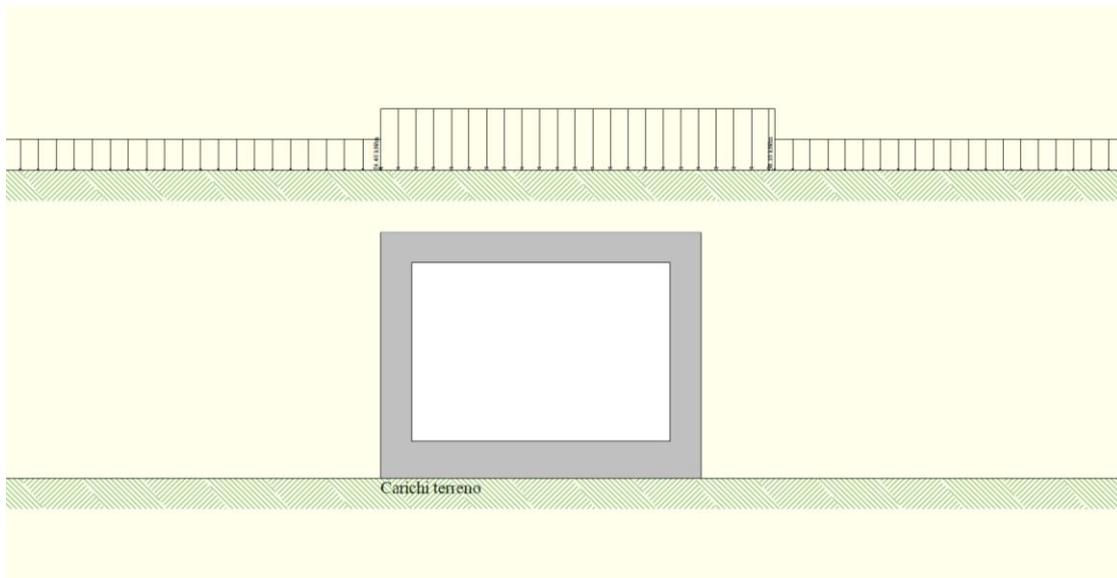


Figura 8 – treno di carico LM71 – Posizione 2

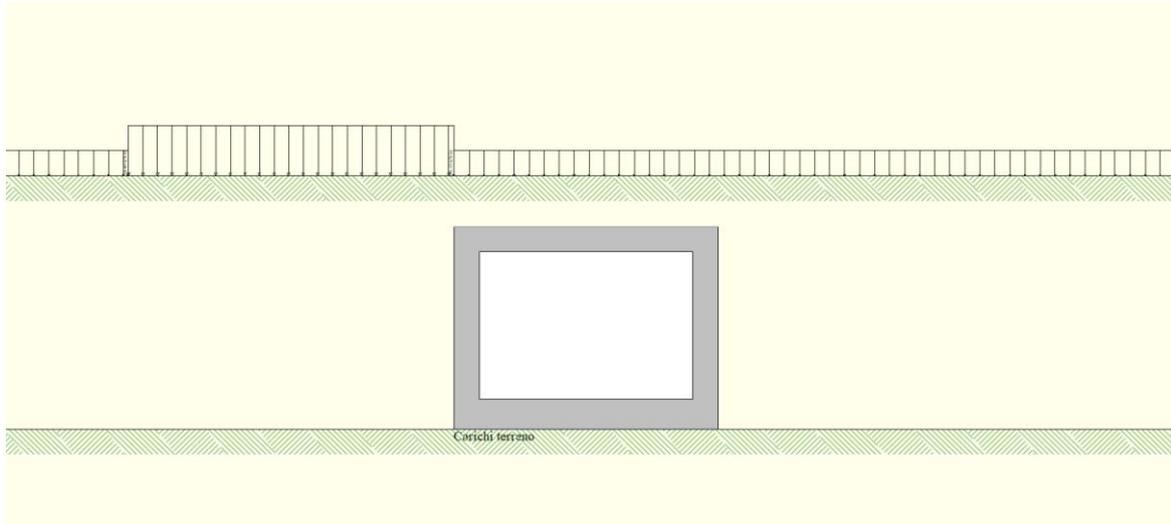


Figura 9 – treno di carico LM71 – Posizione 3

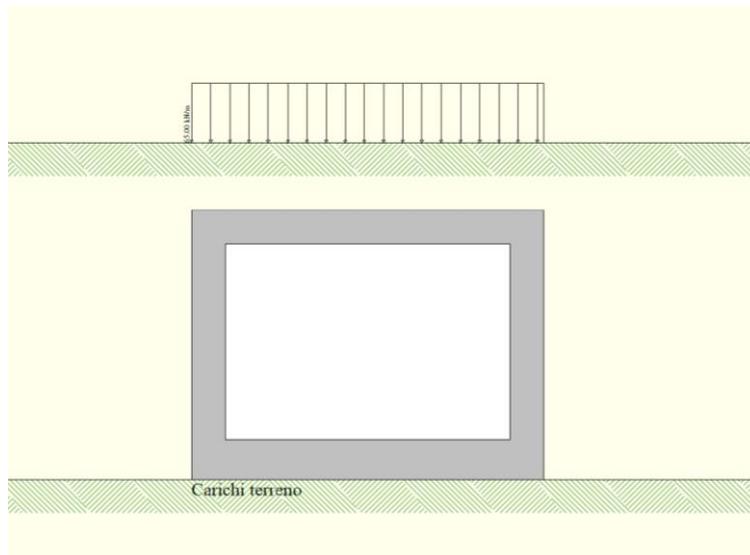


Figura 10 – treno di carico SW2 Posizione 1

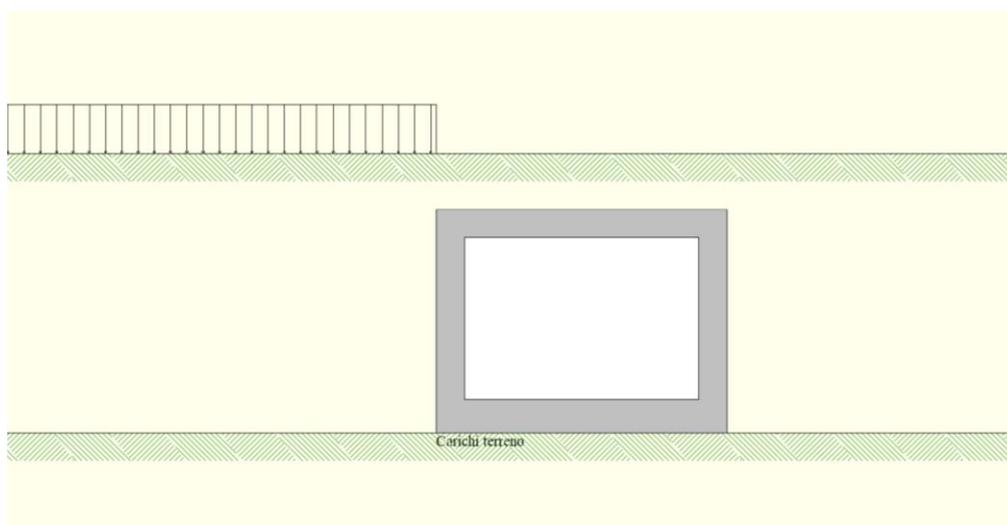


Figura 11 – treno di carico SW2 posizione 2

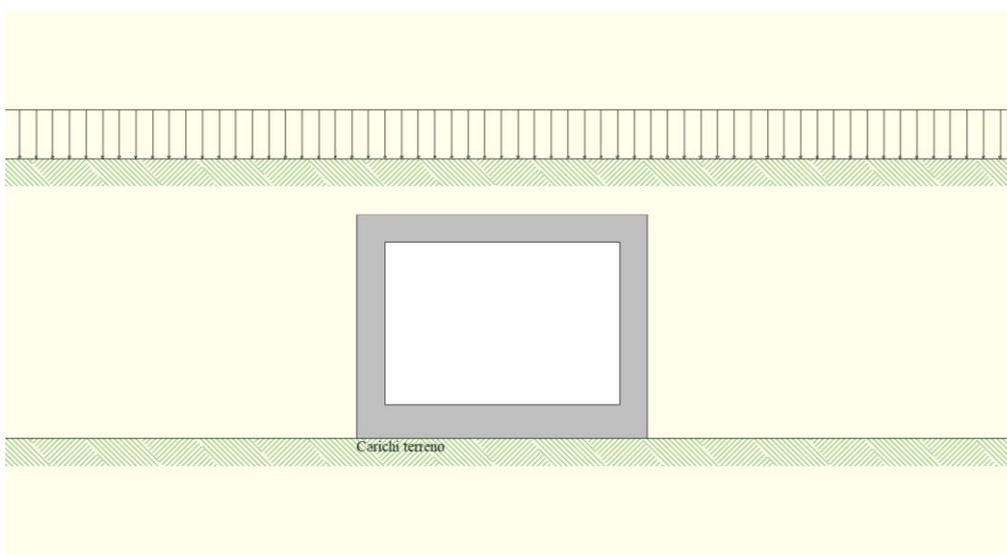


Figura 12 – treno di carico SW2 posizione 3

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 α .

Carichi ferroviari mobili LM71							
Treno	Tipo	$Q_{la,k}$	$Q_{lb,k}$	L_{trasv}	α	$Q_{la,d}$	$Q_{lb,d}$
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[-]	[kN/m/m]	[kN/m/m]
LM71	Avviamento	33.0	-	4.00	1.1	9.07	-
	Frenatura	-	20.0	4.00	1.1	-	5.5
SW/2	Frenatura	-	35.0	4.00	1.0	-	8.75

Essendo

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

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

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	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento</i>
t_0	=	7	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni al momento del carico</i>
t	=	25550	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni</i>
$h_0=2A_c/u$	=	1000	mm	<i>dimensione fittizia dell'elemento di cls</i>
A_c	=	500000	mm ²	<i>sezione dell'elemento</i>
u	=	1000	mm	<i>perimetro a contatto con l'atmosfera</i>
RH	=	80	%	<i>umidità relativa percentuale</i>

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico EC_t a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 1.982$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 119.87 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.173 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.968 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.572 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 12.11 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$\alpha =$ **1** *coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)*

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u.3} = 0.984 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.922 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

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
≥ 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 $44^\circ.0552702\text{ N} - 8^\circ.1670311\text{ E}$



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	0.196	2.466	0.305	1.404	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_Y e E_Z 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 ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_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 ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	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 _k	0,60	0,60	0,50

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 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	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.53$ $V_{ti} = 4.53$

Condizione di carico n°8 (LM71-2-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.40$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 6.40$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.53$ $V_{ti} = 4.53$
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	

Condizione di carico n°9 (LM71-3-GR1)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.53$ $V_{ti} = 4.53$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 20.00$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = -6.40$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	

Condizione di carico n°10 (SW2-1-GR1)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.37$ $V_{ti} = 4.37$

**PROGETTO DEFINITIVO
 Relazione di Calcolo Sottopasso**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0400 003 REV. A FOGLIO 23 di 45

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

Distr	Terreno	$X_i = -10.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ii} = 4.37$ $V_{if} = 4.37$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

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

Distr	Terreno	$X_i = 20.00$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ii} = 4.37$ $V_{if} = 4.37$
Distr	Traverso	$X_i = -2.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

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

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ii} = 9.07$ $V_{if} = 9.07$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

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

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.40$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ii} = 9.07$ $V_{if} = 9.07$
Distr	Terreno	$X_i = 6.40$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	

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

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ii} = 9.07$ $V_{if} = 9.07$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 20.00$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = -6.40$	$V_{ni} = 32.56$	$V_{ni} = 32.56$	

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

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ii} = 8.75$ $V_{if} = 8.75$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

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

Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ii} = 8.75$ $V_{if} = 8.75$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

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

Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ii} = 8.75$ $V_{if} = 8.75$
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	

Condizione di carico n° 19 (PERMANENTE)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.60$	$X_i = 5.40$	$V_{ni} = 1.50$	$V_{ni} = 1.50$	$V_{ii} = 0.00$ $V_{if} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	---------------------------------

Condizione di carico n° 20 (STRADALE)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.60$	$X_i = 5.40$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ii} = 0.00$ $V_{if} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	---------------------------------

Condizione di carico n° 21 (RITIRO)

Term	Pied_S	$D_{te} = -9.81$	$D_{ti} = -9.81$
Term	Pied_D	$D_{te} = -9.81$	$D_{ti} = -9.81$
Term	Traverso	$D_{te} = -9.81$	$D_{ti} = -9.81$

Condizione di carico n° 22 (TERMICA UNIF)

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

Condizione di carico n° 23 (TERMICA FARF)

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

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

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

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

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

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo Sottopasso</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0400 003</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 26 di 45</p>

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).

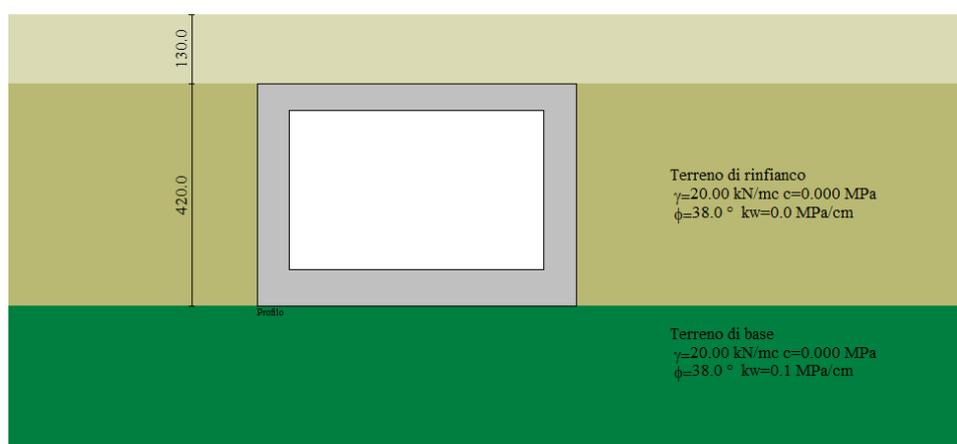


Figura 14 – Modello di calcolo scatolare

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.

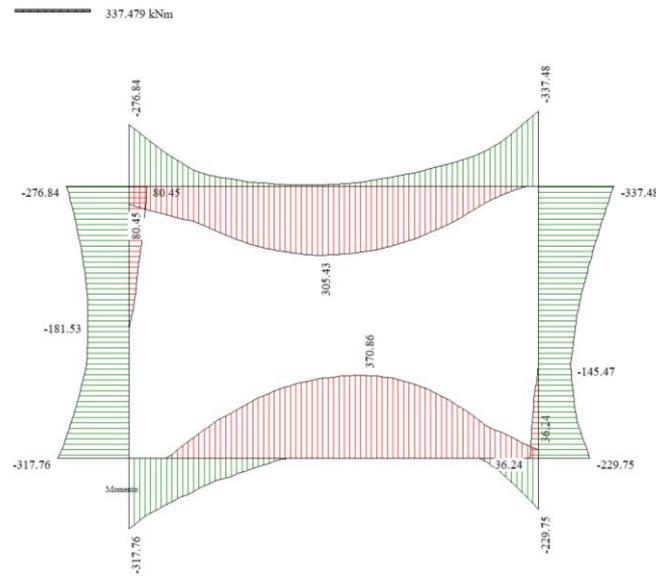


Figura 15 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU

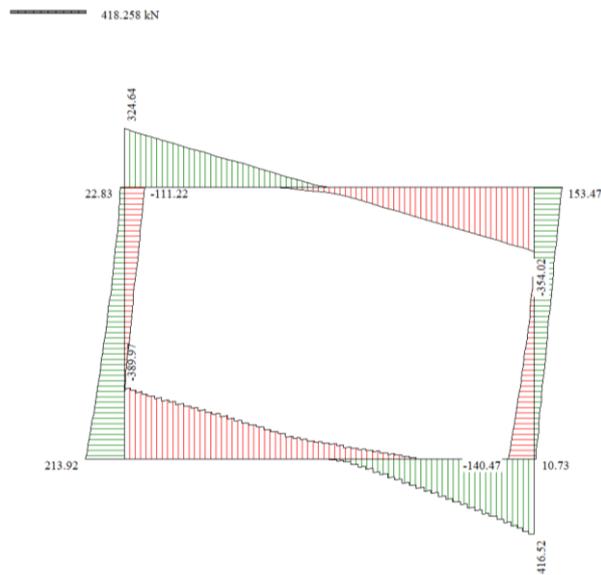


Figura 16 – Involuppo diagramma del taglio SLU

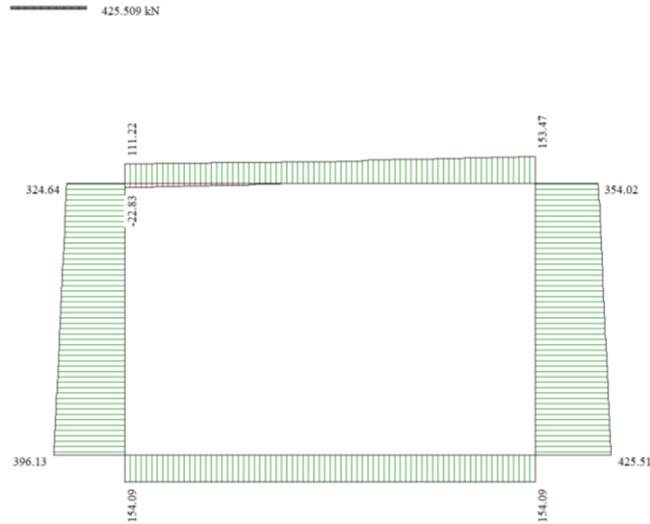


Figura 17 – involucro diagramma sforzo normale SLU

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	370.86	(38)	418.26	(14)	154.09	(25)
Piedritto sinistro	-317.76	(18)	213.92	(22)	396.13	(28)
Piedritto centrale
Piedritto destro	-337.48	(41)	153.47	(48)	425.51	(38)
Traverso	-337.48	(41)	-354.02	(38)	153.47	(48)
Combinazioni analizzate 71						
<input type="button" value="Chiedi"/> <input type="button" value="Help"/>						

Figura 18 – Involucro sollecitazioni caratteristiche

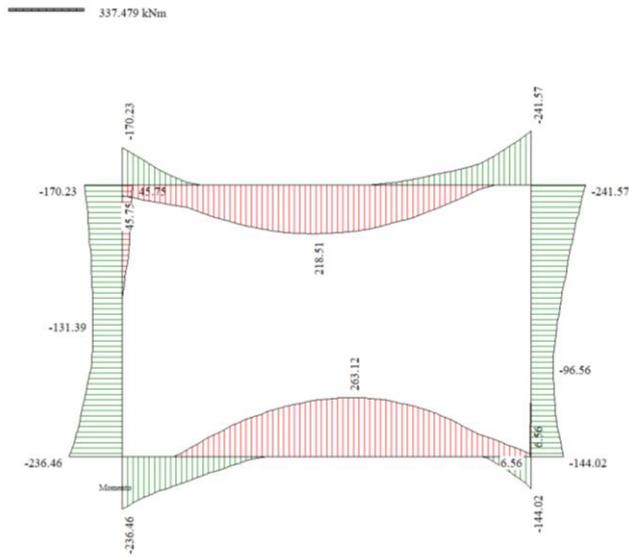


Figura 19- Involuppo momenti flettenti SLE

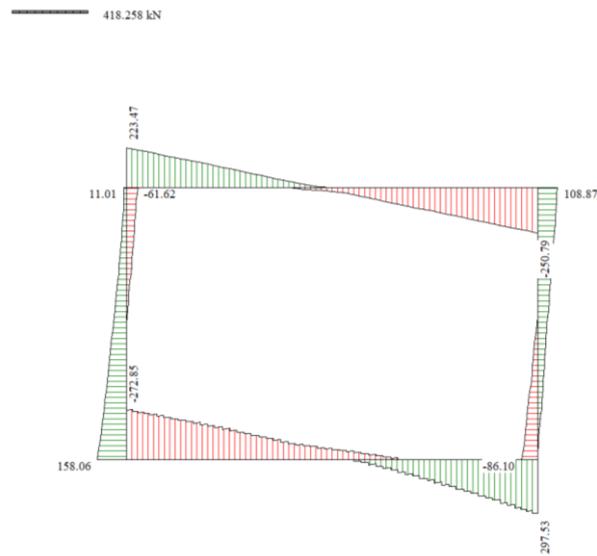


Figura 20 – Involuppo diagramma del taglio SLE

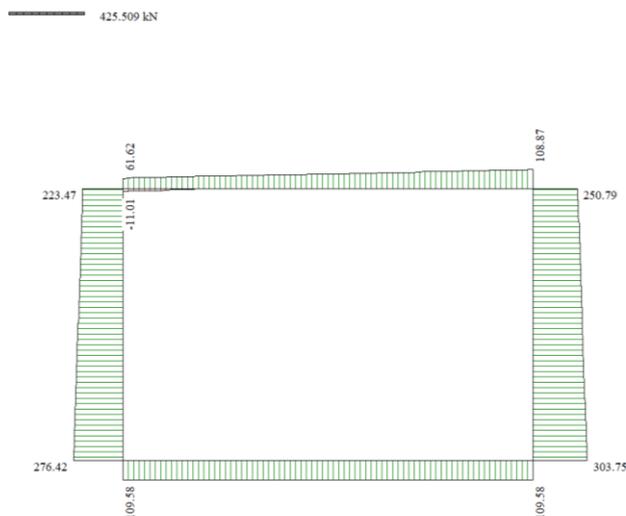


Figura 21 – Inviluppo diagramma sforzo normale SLE

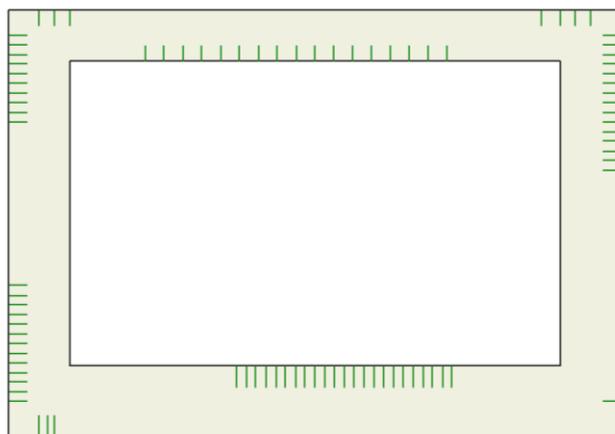
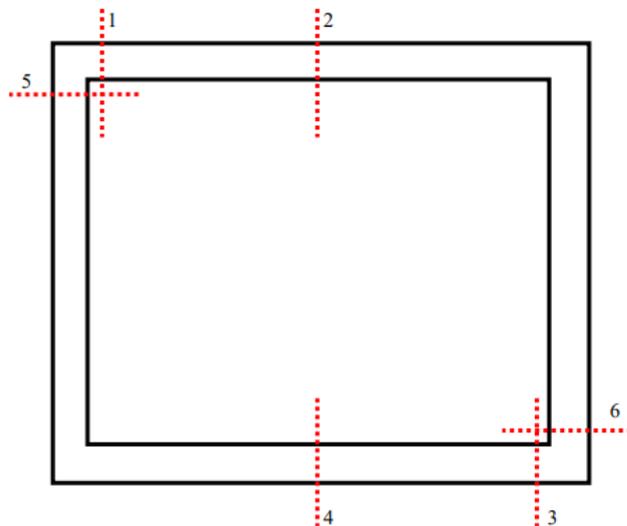


Figura 22 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

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

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

$$M_{Ed,SLV} = -337.48 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 142.99 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,SLV} = 308.17 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -241.57 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 100.83 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\varnothing26$$

$$A'_s = 10\varnothing26$$

Spille $\varnothing10/20 \times 20$

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

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

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	53.09	5.8
			2	53.09	44.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 142.99 100.83 kN
M_{xEd} 337.48 241.57 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] x[N] 0 y[N] 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviato

N° rett. 100 Dominio M-N

Calcola MRd Col. modello

L₀ 0 cm Precompresso

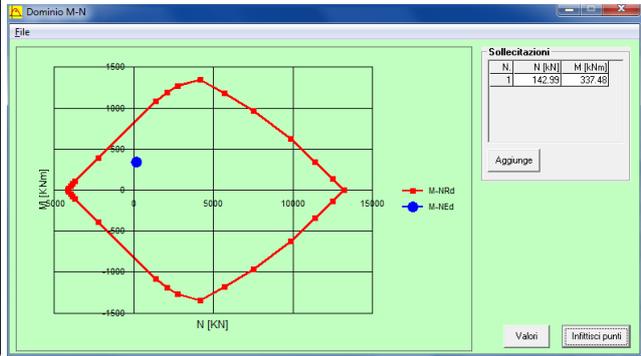
Materiali

B450C C32/40

ϵ_{cu} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 854.1 kNm

α_c -18.13 N/mm²
 α_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_s 15.72 ‰
d 44.2 cm
x 8.049 x/d 0.1821
 δ 0.7



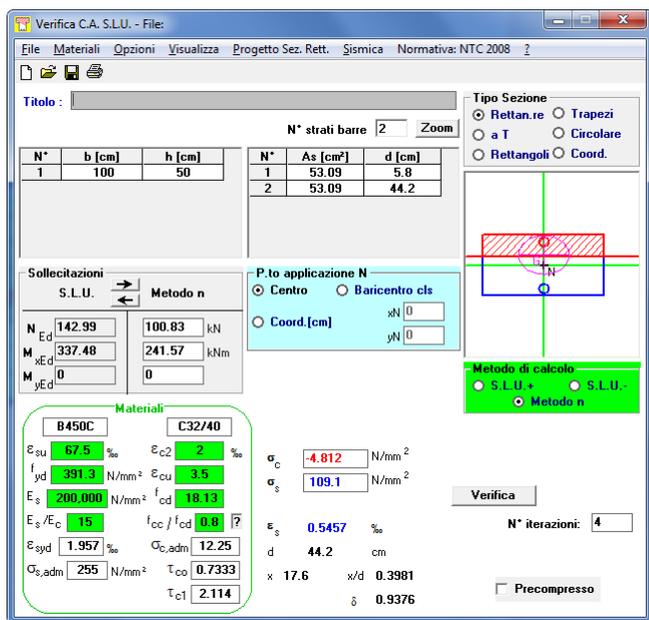
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	308
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	143
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	10.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		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_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		Mpa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_s		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	Mpa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / BH < 0.2 f_{cd}$	Mpa	0.29
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	429
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n \phi^2 / 4$	mm²	5,309
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0.02$	-	0.01238
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.68279
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	Mpa	0.432
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0.15 \alpha_{cp}$	Mpa	0.475
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \alpha \cot \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\alpha_{cp} / f_{cd})$	-	1.016
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{rd}	$0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	Mpa	0.731
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$V_{Rd,c} B d$	kN	314
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rd}	$0.5 \alpha_c V_{ed}$	Mpa	3.176
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rd}	$0.9 V_{Rd} B d$	kN	1,226
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rd}	V_{Rd} / V_{Ed}	-	3.979
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w \phi_w^2 / 4$	mm²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_i	$(\cot \alpha + \cot \theta) s_{ena}$	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0.9 d A_{sw} f_{yk} v_i / s_w$	kN	742
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	2.407
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 4.81 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 109.1 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.117 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



The screenshot shows the 'Verifica CA S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data entry and display panels. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C32/40. The 'P.to applicazione N' panel shows load application points. The 'Metodo di calcolo' panel shows the selected method (S.L.U.). The 'Verifica' panel shows the results of the calculations, including stress values and iteration counts.

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	176	[mm]	
∅	26	[mm]	
n Fe	10		
As	5309.3	[mm ²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.6504		
Es	210000	[N/mm ²]	
σs	109.1	[N/mm ²]	
(1-β1β2β2)	0.7885		>=0.4
εsm	0.0004096		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	162	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5∅)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	59940	[mm ²]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k3	0.125		
ρ	0.08858		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δsm	167.7	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3∅/ρ
wd	0.1168	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

10.2 Sezione 2

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

$$M_{Ed,SLV} = 305.43 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 6.25 \text{ kN}$$

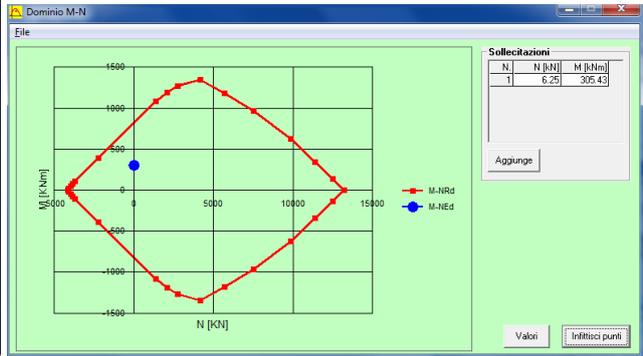
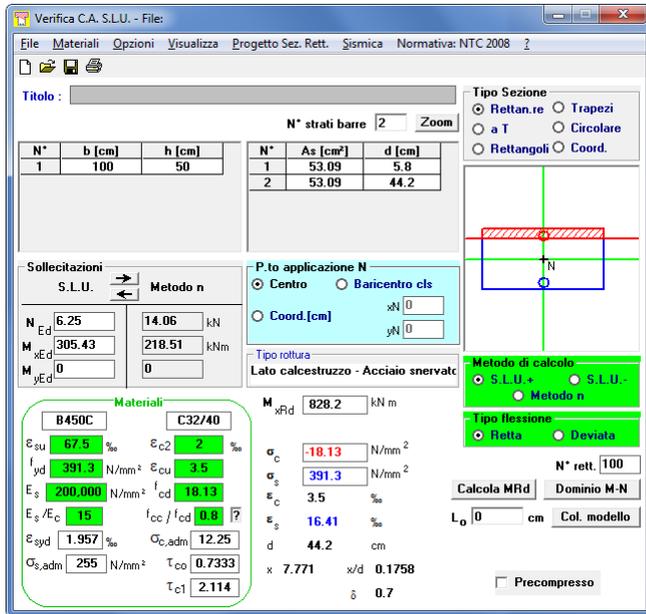
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 218.51 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 14.06 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\emptyset 26$$

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

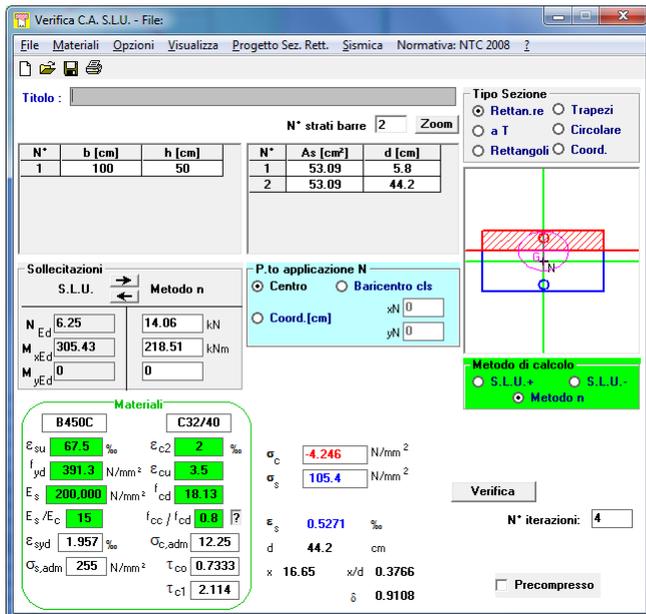


Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 4.25 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 105.4 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.109 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	166.5	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n Fe	10		
As	5309.3	[mm ²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.6957		
Es	210000	[N/mm ²]	
σs	105.4	[N/mm ²]	
(1-β1β2β2)	0.7580		>=0.4
εsm	0.0003804		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	166.75	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	61697.5	[mm ²]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0.125		
ρ	0.08605		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/ρ
wl	0.1087	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

10.3 Sezione 3

B = 100 cm H = 70 cm

$M_{Ed,SLV} = 317.76 \text{ kNm}$

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

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

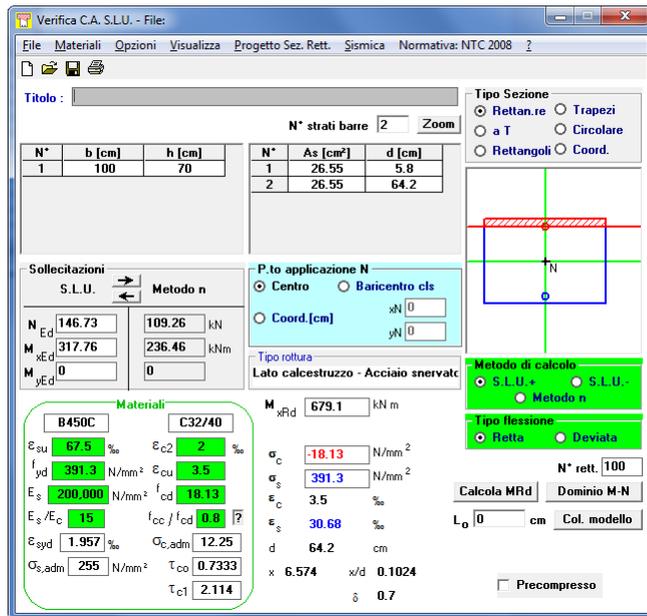
$M_{Ed,SLE} = 236.46 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 109.26 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

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	70	1	26.55	5.8
			2	26.55	64.2

Sollecitazioni
S.L.U. | Metodo n

N	M	N	M
Ed	xEd	Ed	yEd
146.73	317.76	109.26	236.46
	0		0

Materiali

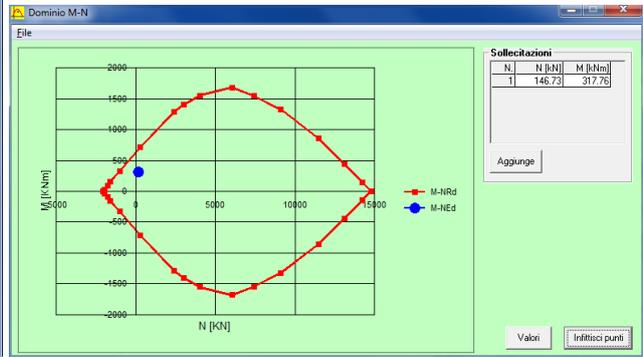
Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{cu}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E_s	200,000 N/mm²	18.13
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.7333
τ_{c1}	2.114	

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

Tipo flessione: Retta | Deviato

Calcola MRd | **Dominio M-N**

Parametri: $\alpha_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 3.5$ ‰, $\epsilon_s = 30.68$ ‰, $d = 64.2 \text{ cm}$, $x = 6.574$, $x/d = 0.1024$, $\delta = 0.7$



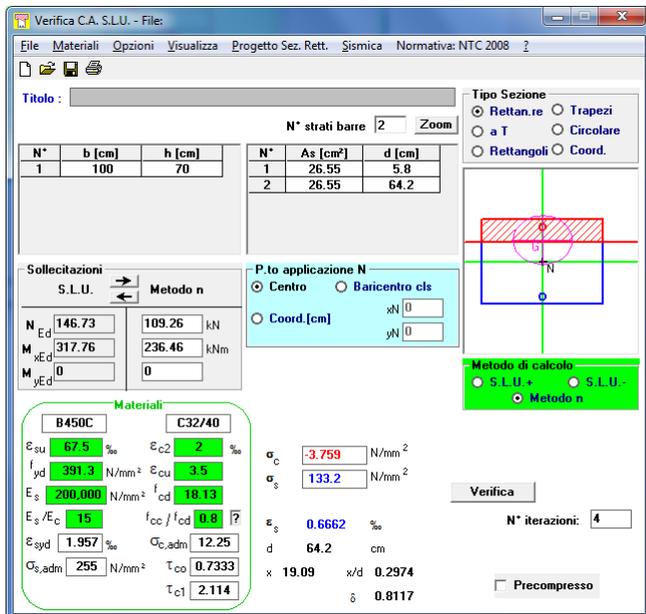
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	247
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	147
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	700
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		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_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_s		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / B H < 0.2 f_{cd}$	MPa	0.21
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	629
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n m \phi^2 / 4$	mm ²	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0.02$	-	0.00422
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.56388
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.387
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}$	MPa	0.419
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot\theta + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.012
29	Resistenza di calcolo del cls non armato	v_{Rd}	$0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.478
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	301
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	v_{Rcd}	$0.5 \alpha_c v_{cd}$	MPa	3.163
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	$0.9 v_{Rcd} B d$	kN	1,790
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	V_{Rcd} / V_{Ed}	-	7.257
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rcd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w \pi \phi_w^2 / 4$	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_s	$(\cot\theta + \cot\theta) s_{ena}$	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0.9 d A_{sw} f_{yk} v_s / s_w$	kN	1,087
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	4.408
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3.76 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 133.2 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 277.61 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 236.46 \text{ kNm}$



The screenshot shows the 'Verifica CA, S.L.U. - File' software interface. It displays various input parameters and calculation results for a reinforced concrete beam section. The main window is divided into several sections:

- Titolo:** A text field for the title of the calculation.
- N° strati barre:** A dropdown menu set to '2'.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	5.8
2	26.55	64.2
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n
 - N_{Ed}: 146.73 kN
 - M_{Ed}: 317.76 kNm
 - M_{yEd}: 0
 - M_{zEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Materiali:**
 - B450C: $E_{su} = 67.5$, $f_{yd} = 391.3$, $E_s = 200,000$, $E_{s,adm} = 1.957$, $\sigma_{s,adm} = 255$
 - C32/40: $E_{c2} = 2$, $E_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $T_{co} = 0.7333$, $T_{c1} = 2.114$
- Calcolo:**
 - $\sigma_c = -3.759$ N/mm²
 - $\sigma_s = 133.2$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 0.6662$ ‰
 - d = 64.2 cm
 - x = 19.09, x/d = 0.2974
 - $\delta = 0.8117$
- Verifica:**
 - N° iterazioni: 4
 - Precompresso:

10.4 Sezione 4

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 70 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = -370.86 \text{ kNm}$

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

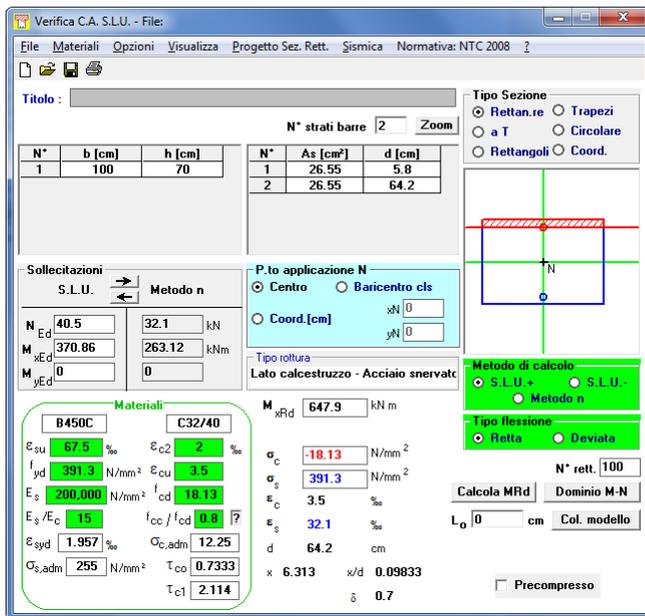
$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = -263.12 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 32.1 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$



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	70	1	26.55	5.8
			2	26.55	64.2

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	M _{Ed}	M _{yEd}	N	M
40.5	370.86	0	32.1	263.12

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett: 100

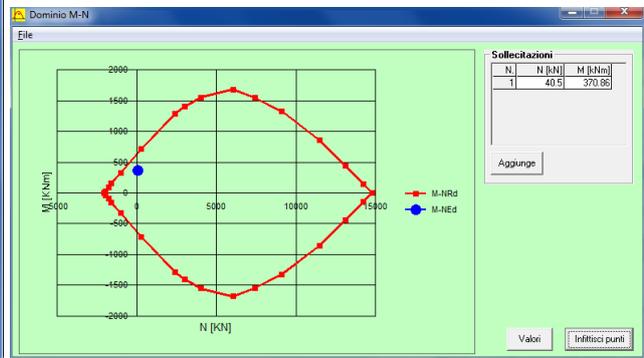
Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
 B450C C32/40
 E_{su}: 67.5 % E_{c2}: 2 %
 f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18.13
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.9
 ε_{3yd}: 1.957 % C_{c,adm}: 12.25
 C_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
 τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 647.9 kN m
 σ_c: -18.13 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 32.1 ‰
 d: 64.2 cm
 x: 6.313 x/d: 0.09833
 δ: 0.7

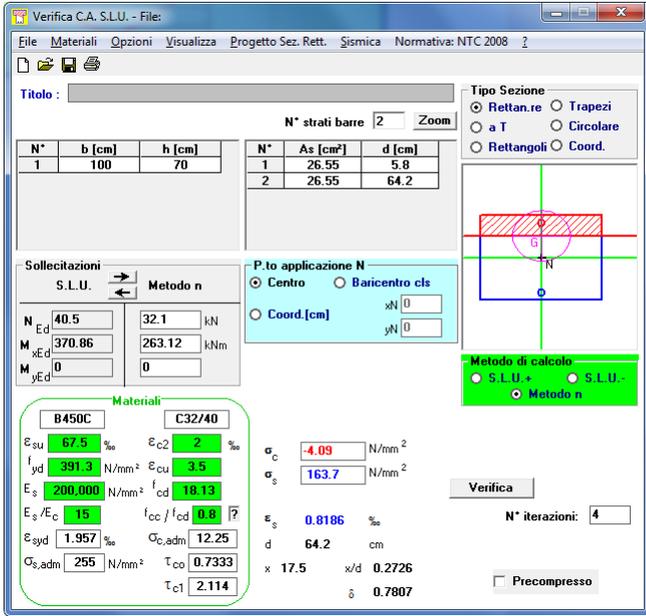


Per le verifiche SLE:

$\sigma_c = 4.10 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$

$\sigma_c = 163.7 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$

$W = 0.129 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$



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	70	1	26.55	5.8
			2	26.55	64.2

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N	M	V	N	M	V
40.5	370.86	0	32.1	263.12	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		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -4.09 N/mm²
 σ_s 163.7 N/mm²
 ϵ_s 0.8186 ‰
 d 64.2 cm
 x 17.5 x/d 0.2726
 δ 0.7807

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	700	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	175	[mm]	
\emptyset	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm²]	
β_1	1		barre ad aderenza migliorata.
β_2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	1.0104		
Es	210000	[N/mm²]	
σ_s	163.7	[N/mm²]	
$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0.4896		≥ 0.4
ϵ_{sm}	0.0003817		Deformazione media unitaria= $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$
deff	253	[mm]	$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	93610	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0.125		
p	0.02836		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ_{sm}	198.8	[mm]	distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/p$
wd	0.1290	[mm]	apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm}$

10.5 Sezione 5

B = 100 cm H = 60 cm

$$M_{Ed,SLV} = -337.48 \text{ kNm}$$

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

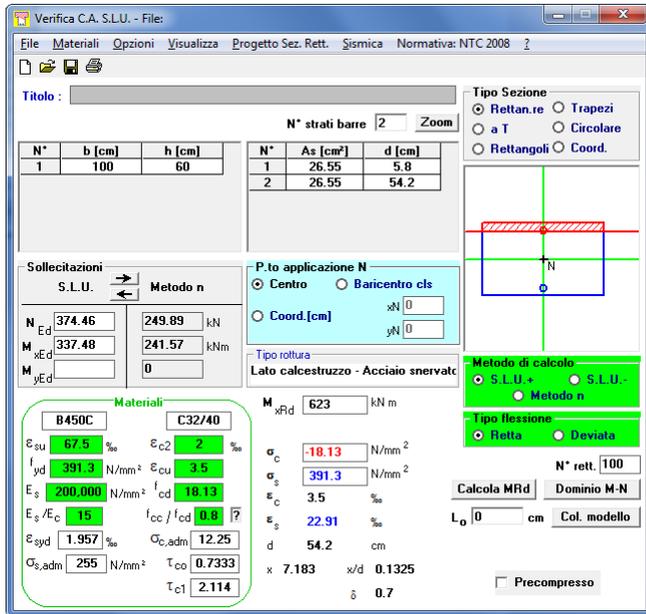
$$V_{Ed,SLV} = 98 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -241.57 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 249.89 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\emptyset 26$$

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



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

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

TITOLO: _____

N° strati barre: Zoom

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_{Ed} 374.46 249.89 kN
M_{xEd} 337.48 241.57 kNm
M_{yEd} 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

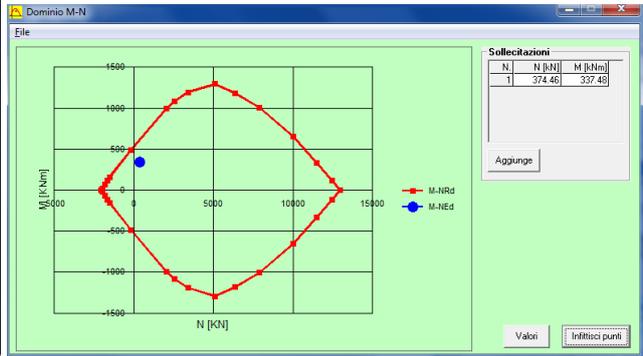
Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67.5% ε_{c2} 2%
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5%
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957% σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 623 kNm
α_c -18.13 N/mm²
α_s 391.3 N/mm²
ε_s 3.5%
ε_s 22.91%
d 54.2 cm
x 7.183 x/d 0.1325
δ 0.7

N° rett. 100
Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



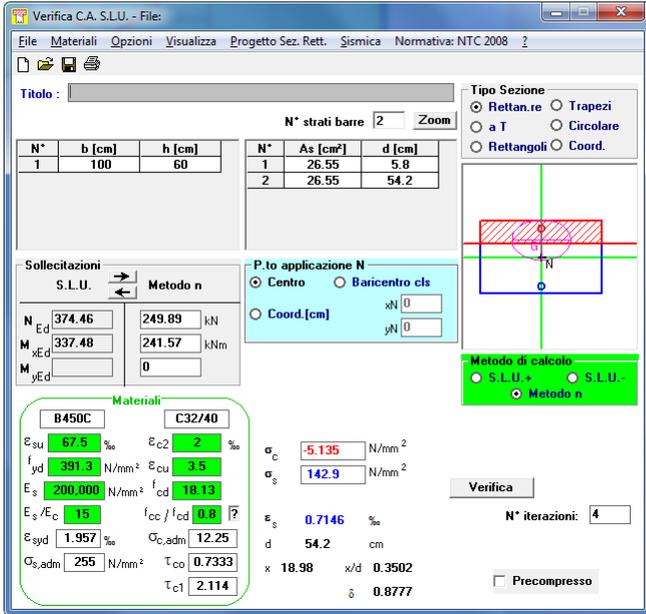
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V _{Ed}		kN	98
2	Sforzo Normale Agente	N _{Ed}		kN	374
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	φ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n _v		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	φ _w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s _w		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 _{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ _c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α _{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f _{yk}		Mpa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ _s		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f _{cd}	α _{cc} f _{ck} /γ _c	Mpa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{yd}	f _{yk} /γ _s	Mpa	391
20	Tensione Compressione Media	σ _{cp}	N _{Ed} /Bh < 0.2f _{cd}	Mpa	0.62
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A _{sl}	nφ²/4	mm²	2,655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ _l	A _{sl} /Bd < 0,02	-	0.00502
24	Coefficiente amplificativo	k	1+√(200/d) < 2	-	1.61488
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v _{min}	0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	Mpa	0.406
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v _{min}	v _{min} +0,15α _{cp}	Mpa	0.500
27	Coefficiente di riduzione	v	(cotga+cotgθ)/(1+cotg²θ)	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α _c	f(α _{cp} /f _{cd})	-	1.034
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V _{Rd}	0,18k(100ρ _l f _{ck}) ^{1/3}	Mpa	0.583
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	v_{Rd,c}Bd	kN	308
31	Verifica in assenza di armature a taglio		V_{Ed} < V_{Rd,c}	?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V _{Rd}	0,5α _c V _{Ed}	Mpa	3.234
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rd}	0,9v_{Rd}cBd	kN	1,540
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η _{Rd}	V _{Rd} / V _{Ed}	-	15.711
35	Verifica a taglio per cls compresso		V_{Ed} < V_{Rd}	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A _{sw}	n _v φ _w ²/4	mm²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v _i	(cotga+cotgθ)sena	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	0,9dA_{sw}f_{yk}v_i/s_w	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η _{Rsd}	V _{Rsd} / V _{Ed}	-	9.332
40	Verifica a taglio dell'armatura		V_{Ed} < V_{Rsd}	?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 5.13 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 142.9 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.131 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It displays various input and output parameters for a structural analysis. Key data points include:

- Section Data:** N° strati barre = 2, b [cm] = 100, h [cm] = 60, As [cm²] = 26.55, d [cm] = 5.8.
- Material Properties:** B450C, C32/40, $E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc} = 0.8$, $\tau_{c1} = 2.114$.
- Calculation Results:** $\sigma_c = -5.135 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 142.9 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s = 0.7146$, $\delta = 0.8777$.
- Other Parameters:** $N_{Ed} = 374.46$, $M_{Ed} = 337.48$, $N_{Ed} = 249.89$, $M_{Ed} = 241.57$.

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	189.8	[mm]	
\emptyset	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm²]	
β_1	1		barre ad aderenza migliorata.
β_2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.9015		
Es	210000	[N/mm²]	
σ_s	142.9	[N/mm²]	
(1- $\beta_1\beta_2\beta_2$)	0.5936		≥ 0.4
ϵ_{sm}	0.0004040		Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$
def	205.1	[mm]	$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	75887	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = $\text{def} \cdot \text{beff}$
k3	0.125		
ρ	0.03498		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ_{sm}	190.2	[mm]	distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k2k3\emptyset/\rho$
wd	0.1306	[mm]	apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm}$

10.6 Sezione 6

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 60 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,slv} = -317.76 \text{ kNm}$$

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

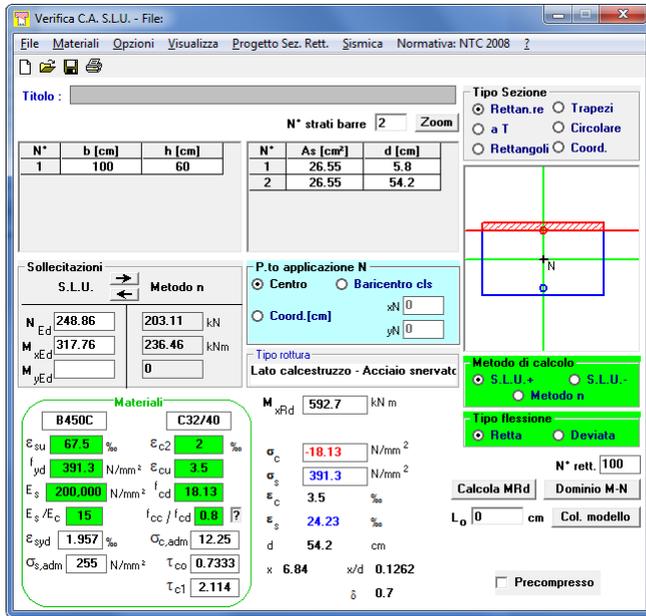
$$V_{Ed,slv} = 216.79 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,sle} = -236.46 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,sle} = 203.11 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\emptyset 26$$

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



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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N	Ed	203.11	kN
M	xEd	317.76	kNm
	yEd	0	

Materiali
B450C C32/40

Proprietà	Valore
ϵ_{cu}	67.5 ‰
ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²
ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²
f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15
f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰
$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
τ_{co}	0.7333
τ_{c1}	2.114

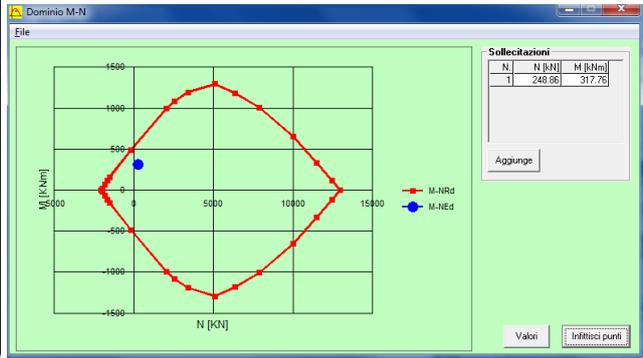
Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviato

N° rett. 100 **Dominio M-N**

Calcola MRd Col. modello

Parametri di calcolo:
M xRd: 592.7 kNm
 α_c : -18.13 N/mm²
 α_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_s : 3.5 ‰
 ϵ_s : 24.23 ‰
d: 54.2 cm
x: 6.84 x/d: 0.1262
 δ : 0.7



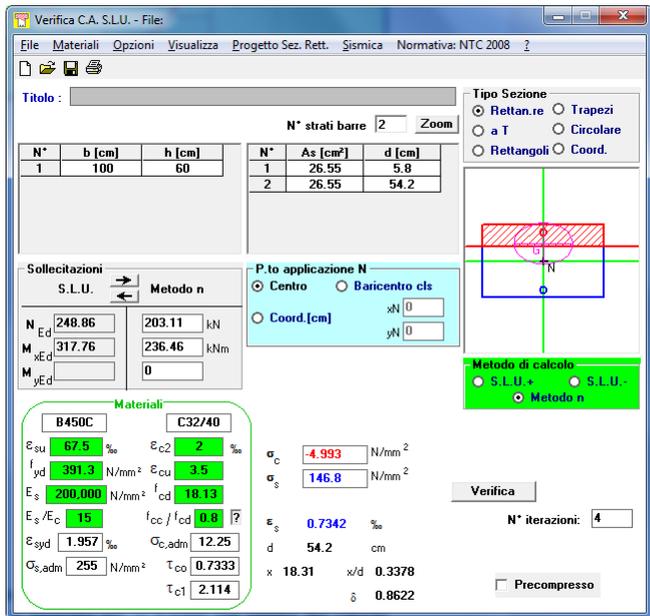
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	217
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	249
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	5.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		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_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		Mpa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_s		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	Mpa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / B H < 0.2 f_{cd}$	Mpa	0.41
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n \pi \phi^2 / 4$	mm²	2,655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0.02$	-	0.00502
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{200/d} < 2$	-	1.61488
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	Mpa	0.406
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0.15 \alpha_{cp}$	Mpa	0.469
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \alpha^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\alpha_{cp} / f_{cd})$	-	1.023
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{rd}	$0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	Mpa	0.551
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$V_{Rd,c} B d$	kN	292
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rd}	$0.5 \alpha_c V_{ed}$	Mpa	3.198
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rd}	$0.9 V_{Rd} B d$	kN	1,523
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rd}	V_{Rd} / V_{Ed}	-	7.023
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w \pi \phi_w^2 / 4$	mm²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_i	$(\cot \alpha + \cot \theta) s_{ena}$	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0.9 d A_{sw} f_{yk} v_i / s_w$	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	4.218
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				
					OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 4.99 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 146.8 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.134 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



Verifica CA. 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

Sollecitazioni Metodo n

S.L.U. Metodo n

N	Ed	203.11	kN
M	Ed	317.76	236.46
M	yEd		0

Materiali

Material	Property	Value
B450C	ϵ_{su}	67.5
C32/40	ϵ_{c2}	2
	f_{yd}	391.3
	ϵ_{cu}	3.5
	E_s	200.000
	f_{cd}	18.13
	E_g/E_c	15
	f_{cc}/f_{cd}	0.8
	ϵ_{syd}	1.957
	$C_{c,adm}$	12.25
	$C_{s,adm}$	255
	τ_{co}	0.7333
	τ_{c1}	2.114

σ_c -4.993 N/mm²

σ_s 146.8 N/mm²

ϵ_s 0.7342 ‰

d 54.2 cm

x 18.31 x/d 0.3378

δ 0.8622

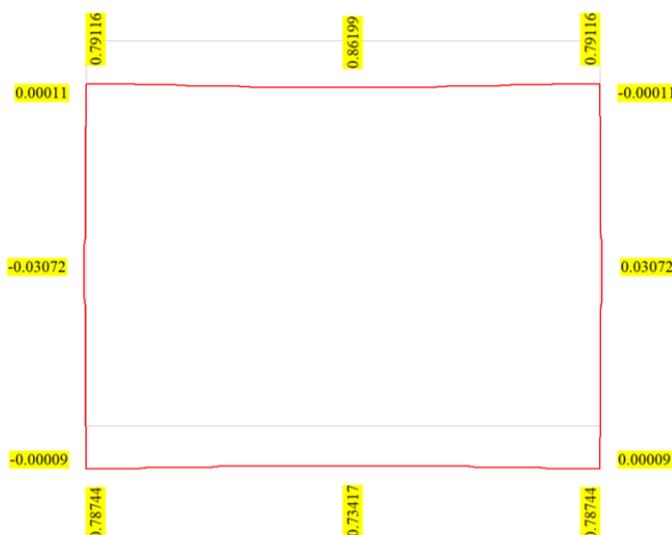
Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	183.1	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm ²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.9023		
Es	210000	[N/mm ²]	
σs	146.8	[N/mm ²]	
(1-β1β2β2)	0.5929		>=0.4
εsm	0.0004145		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	208.45	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	77126.5	[mm ²]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k3	0.125		
ρ	0.03442		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δsm	190.8	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/ρ
wd	0.1344	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

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 ($L=5.2m$) il valore della freccia è calcolato come segue:

- Dz all'estremità della soletta – 0.79116 cm
- Freccia – mezzeria della soletta – 0.86199 cm

$$f = 0.86199 - 0.79116 = 0.0708 \text{ cm} < 480/1000 = 0.48 \text{ cm} ;$$

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 $t = f/(L/2) = 0.708\text{mm}/2.7 \text{ m} = 0.262 \text{ mm/m}$

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.



**RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

**PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di Calcolo Sottopasso**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0400 003	REV. A	FOGLIO 44 di 45
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------