

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV04 – FERMATA ANDORA

Relazione di calcolo

Sottopasso

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L F V 0 6 0 0 0 0 1 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: IV0100D26CLFV0600001A.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	7
6	ANALISI DEI CARICHI	8
6.1	PESI PROPRI	8
6.2	AZIONI PERMANENTI	8
6.2.1	<i>Ricoprimento, ballast e armamento</i>	8
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>	9
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	31
10.1	SEZIONE 1.....	31
10.2	SEZIONE 2.....	33
10.3	SEZIONE 3.....	35
10.4	SEZIONE 4.....	37
10.5	SEZIONE 5.....	39
10.6	SEZIONE 6.....	41
11	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ'	44
12	VERIFICHE GEOTECNICHE	44

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative al sottopasso scatolare "FV06" da realizzarsi in corrispondenza della fermata Andora nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 97+436.

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 $H_{int} = 2.95$ 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 $S_s = 0.60$ m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e il piano del ferro, è pari ad 1.00 m.

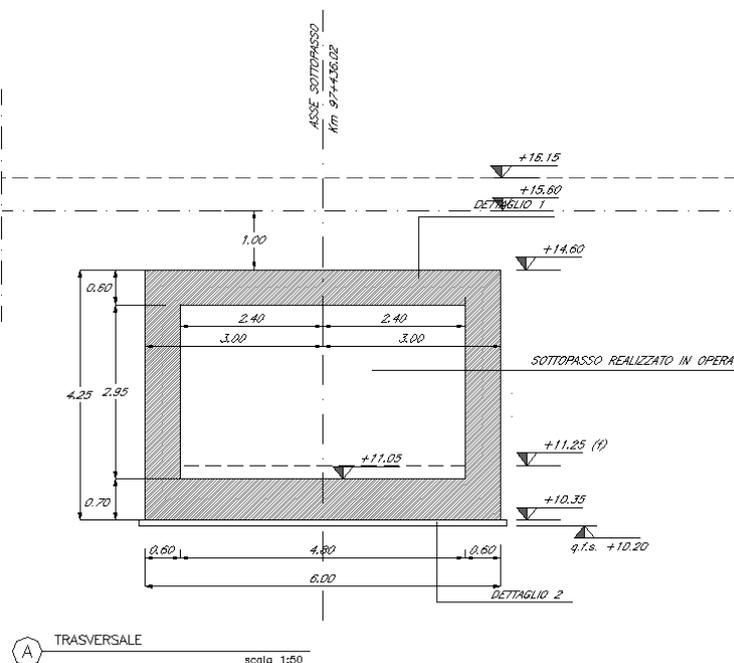


Figura 1 – sezione trasversale

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

IV0I00D26BZFFV0600001A
IV0I00D26BAFV0600002A
IV0I00D26BAFV0600003A

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 Andora (documento L371 00 D26 F5 GE0005 012A) e alla relazione geotecnica della tratta Finale Ligure – Andora, relativa alle tratte all'aperto (documento L371 00 D26 RB GE0005 001A). Si riporta di seguito la successione stratigrafica dei terreni in corrispondenza del fabbricato in esame:

Strato 1 - dal p.c. alla profondità di 1.20 m (cioè da quota +8.20 m s.l.m. a +7.00 m s.l.m.)

UNITÀ 1 - 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 rinvengono saltuariamente frammenti di laterizi, materiale organico e plastico, clasti litoidi maggiori di 10cm.

Strato 2 - dalla profondità di 1.20 m alla profondità di 20.00 m (cioè da quota +7.00 m s.l.m. a -11.80 m s.l.m.)

UNITÀ 2 - Ghiaia eterometrica sabbiosa localmente limosa, sabbia e ghiaia in matrice limosa (presenza anche ciottoli $\phi_{max} 7\div 8$ cm), di colore marrone da mediamente addensata ad addensata, costituita da clasti poligenici angolari. Presenza di trovanti litoidi poligenici generalmente silicatici di $\phi 5\div 10$ cm. 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.

Strato 3 - dalla profondità di 20.00 m alla profondità di 25.00 m (cioè da quota -11.80 m s.l.m. a -15.80 m s.l.m.)

UNITÀ 3 - Limi da debolmente sabbiosi a con sabbia, localmente ghiaioso-sabbiosi, di colore giallastro, da mediamente consistente a consistente.

Strato 4 - a partire dalla profondità di 25.00 m (cioè da quota -15.80 m s.l.m.)

UNITÀ - ARGILLE DI ORTOVERO (ORV): alternanze stratificate di argille sabbiose e sabbie (Pliocene).

FLYSCH DI S.REMO (ELM alt.): depositi torbiditici alterati ed allentati (in carota di sondaggio si presentano spesso completamente destrutturati).

FLYSCH DI S.REMO (ELM): depositi torbiditici costituiti da marne ed arenarie calcaree (Eocene).

Parametri geotecnici medi operativi unità terre

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici medi dei terreni descritti:

	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

Il livello della falda risulta alla profondità di circa 2.00 m dal p.c. (+6.20 m s.l.m.).

Le caratteristiche del terreno di rinfianco, 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 rinfianco 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.

$$i = \left(\frac{S_p}{2} + L_{int} + \frac{S_p}{2}\right) / 10 \quad [m]$$

$$k_1 = k_w * i \quad [kN/m]$$

$$k_2 = 1,5 * k_w * i \quad [kN/m]$$

$$k_3 = 2 * k_w * \left(\frac{i}{2} + \frac{S_p}{2}\right) \quad [kN/m]$$

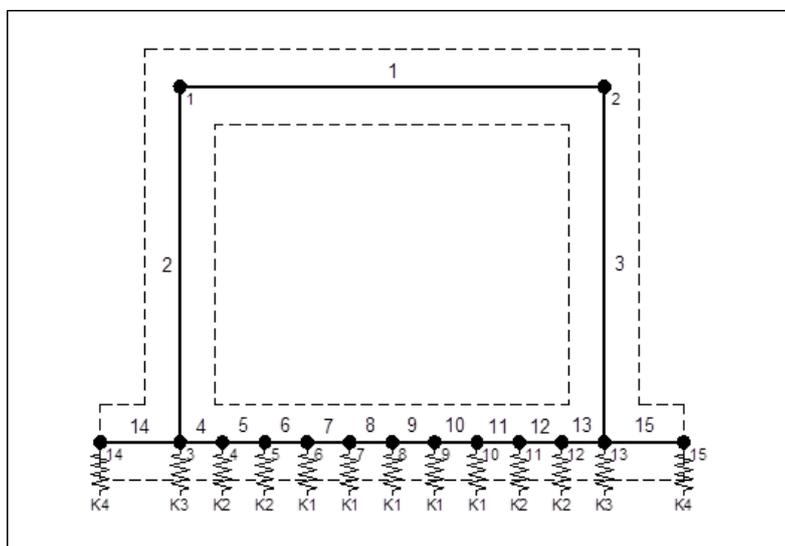


Figura 4 Modellazione letto di molle

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

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Pesì propri

Il peso proprio delle strutture è imputato direttamente dal programma di calcolo utilizzando per il calcestruzzo un peso specifico di 25 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 kN/m^3 , 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 :

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA						
PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo Sottopasso	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IV01</td> <td>LOTTO 00</td> <td>CODIFICA D 26 CL</td> <td>DOCUMENTO FV0600 001</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 9 di 44</td> </tr> </table>	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0600 001	REV. A	FOGLIO 9 di 44
COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0600 001	REV. A	FOGLIO 9 di 44		

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

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;
- $H = 4.25 \text{ m}$ 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 $\leq 200 \text{ km/h}$;
- Il ponte non è continuo trattandosi di un sottovia

- n_0 entro i limiti di fig.1.4.2.4.2

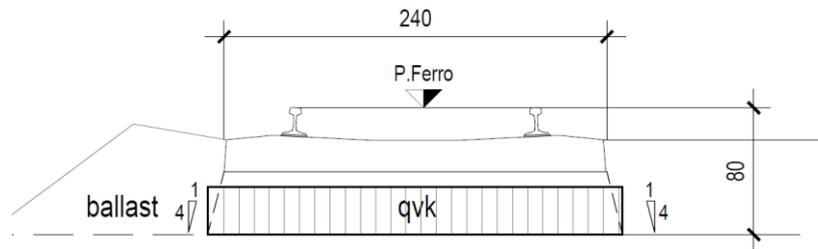
Gli effetti dinamici potranno essere tenuti in conto attraverso l'applicazione di un coefficiente dinamico Φ facendo riferimento al "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" nell'ipotesi di ridotto standard manutentivo:

$$L_{\Phi} = 1.3 \left[\frac{1}{2} (2H_{tot} + L_{tot}) \right] = 9.42$$

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

6.4.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

Si assume che i sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscano, 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

$H_{tot} = 1.30 \text{ m}$	ricoprimento totale
$H_{traversina} = 0.40 \text{ m}$	Spessore traversina
$H_{rsup} = 0.2 \text{ m}$	Rinterro
$S_s = 0.50 \text{ m}$	Spessore solettone

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

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

6.4.3 Treno di carico LM71

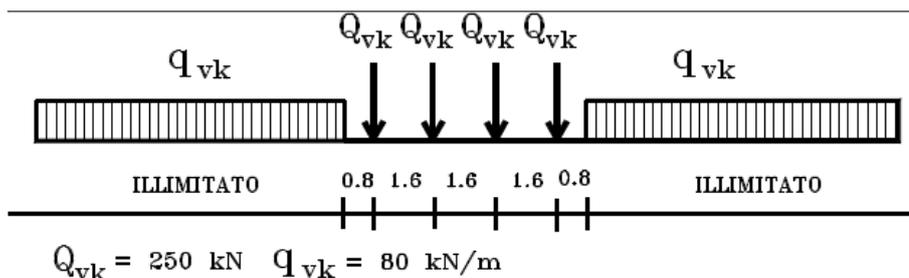


Figura 5: treno di carico LM71

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	63.6
	Carico distribuito	-	80.0	-	4.00	20.0	1.1	1.48	32.6

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}
- 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

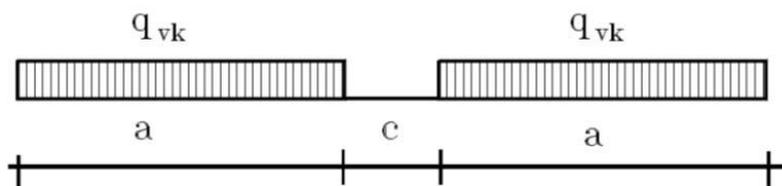


Figura 6 treno di carico SW

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).

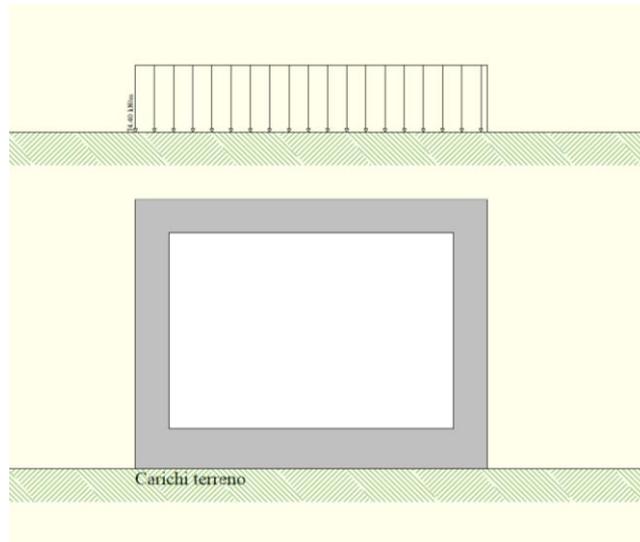


Figura 7 - Treno di carico LM71-Posizione 1

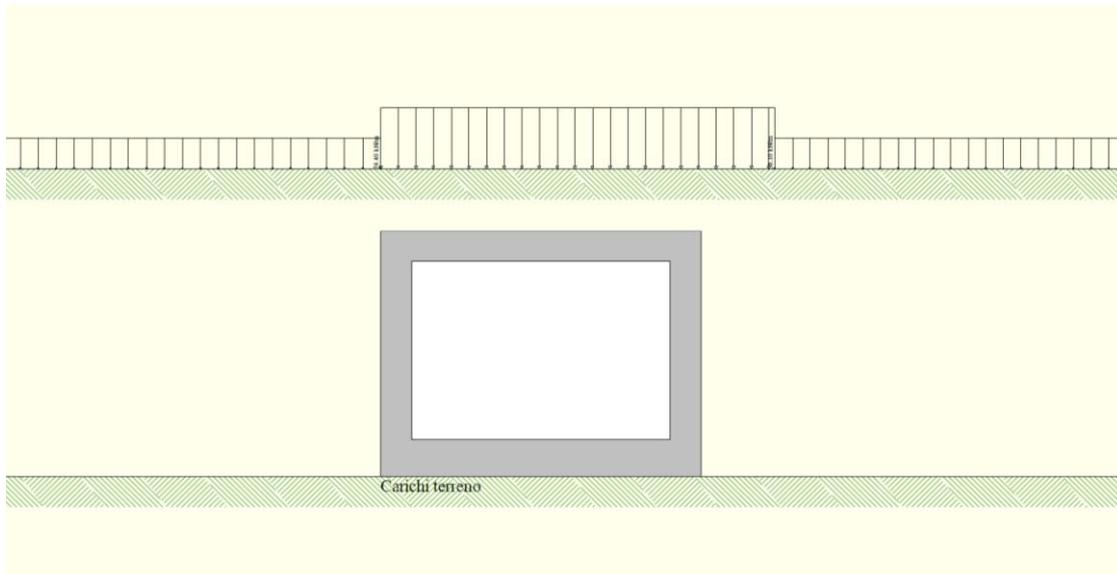


Figura 8 – treno di carico LM71 – Posizione 2

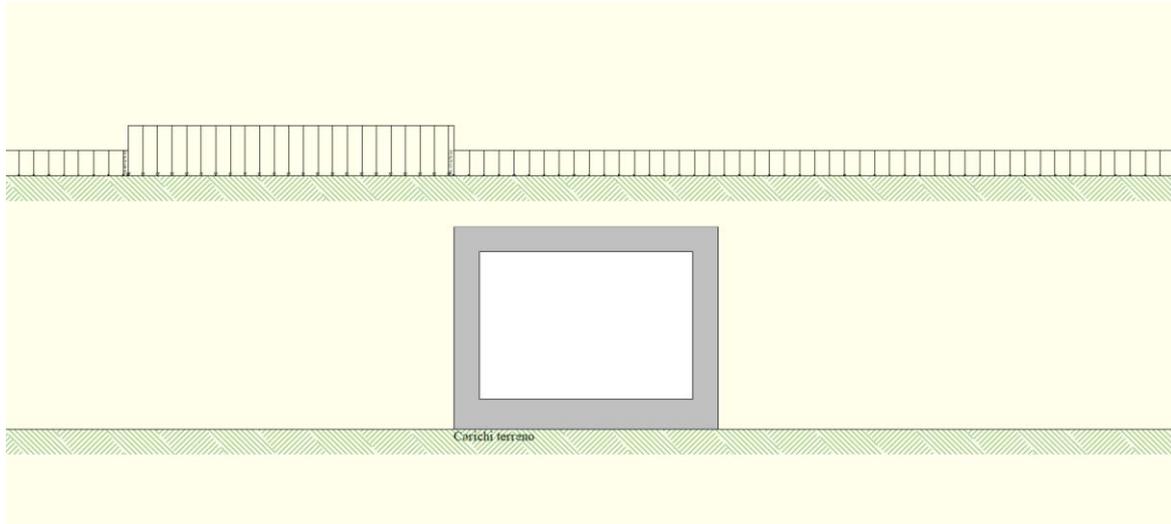


Figura 9 – treno di carico LM71 – Posizione 3

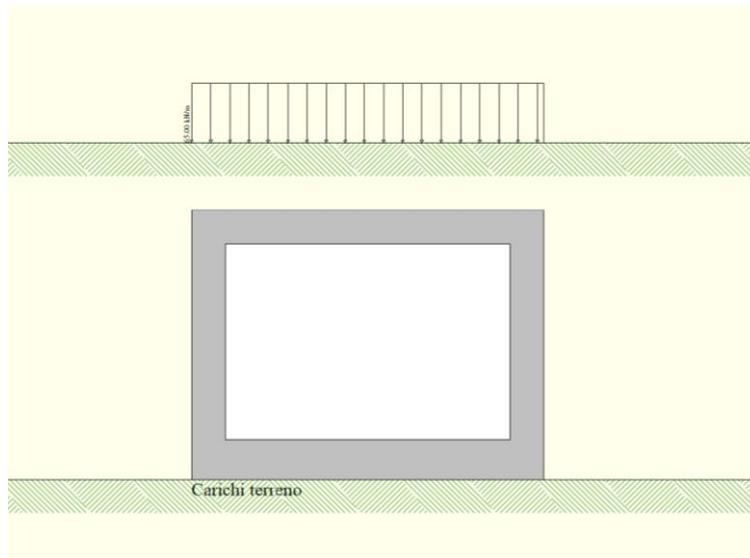


Figura 10 – treno di carico SW2 Posizione 1

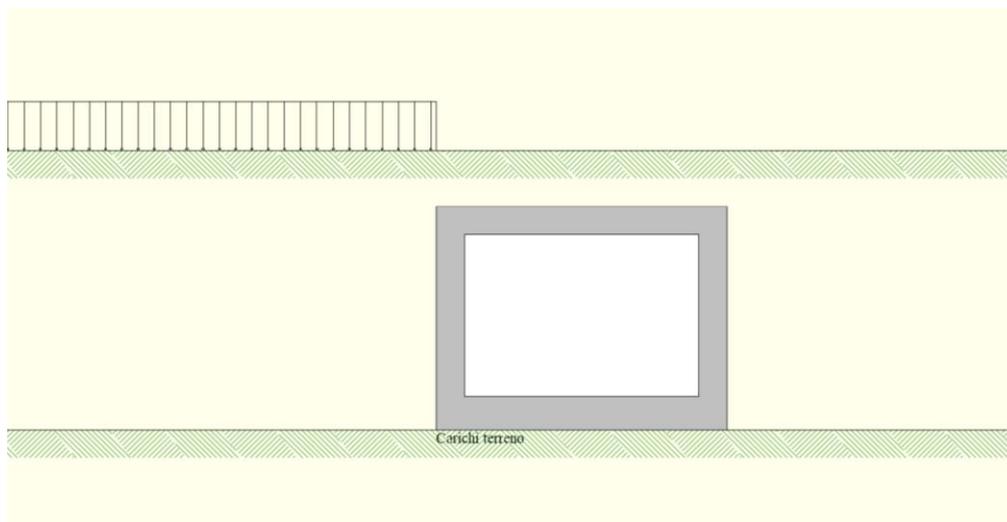


Figura 11 – treno di carico SW2 posizione 2

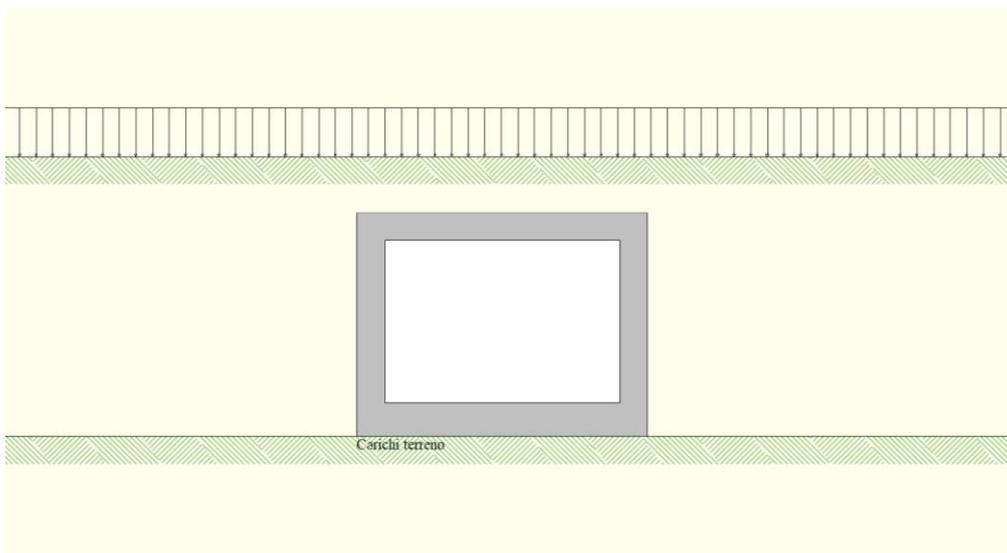


Figura 12 – treno di carico SW2 posizione 3

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>
$h_0=2A_c/u$	=	1200	mm	<i>dimensione fittizia dell'elemento di cls</i>
A_c	=	600000	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 <i>coeff nominale di viscosità</i>
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	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>
$\alpha =$	1 <i>coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)</i>
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u.3} =$	0.984 <i>coeff per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$	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>

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000289 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000231 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.938891$$

$K_h =$

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

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

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -9.69 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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 $43^\circ.9608740\text{ N} - 8^\circ.1394422\text{ E}$



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	0.212	2.472	0.308	1.378	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_{Ced}	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	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ii} = 4.53$ $V_{ii} = 4.53$

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	$X_i = 6.40$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ii} = 4.53$ $V_{ii} = 4.53$
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	

Condizione di carico n° 9 (LM71-3-GR1)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ii} = 4.53$ $V_{ii} = 4.53$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 20.00$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = -6.40$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	

**PROGETTO DEFINITIVO
 Relazione di Calcolo Sottopasso**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0600 001 REV. A FOGLIO 23 di 44

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	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.37$ $V_{if} = 4.37$

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

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

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

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 55.50$	$V_{ni} = 55.50$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 4.37$ $V_{if} = 4.37$

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

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

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

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.40$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 6.40$	$X_i = 12.20$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 9.07$ $V_{if} = 9.07$
Distr	Terreno	$X_i = -12.00$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	

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

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 6.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{ti} = 9.07$ $V_{if} = 9.07$
Distr	Terreno	$X_i = -6.40$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 63.60$	$V_{ni} = 63.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_i = 20.00$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	
Distr	Terreno	$X_i = -20.00$	$X_i = -6.40$	$V_{ni} = 32.60$	$V_{ni} = 32.60$	

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

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

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

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

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

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

Condizione di carico n° 19 (PERMANENTE)

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

Condizione di carico n° 20 (STRADALE)

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

Condizione di carico n° 21 (RITIRO)

Term	Pied_S	$D_{te} = -9.69$	$D_{ti} = -9.69$
Term	Pied_D	$D_{te} = -9.69$	$D_{ti} = -9.69$
Term	Traverso	$D_{te} = -9.69$	$D_{ti} = -9.69$

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

 <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 FV0600 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 26 di 44</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).

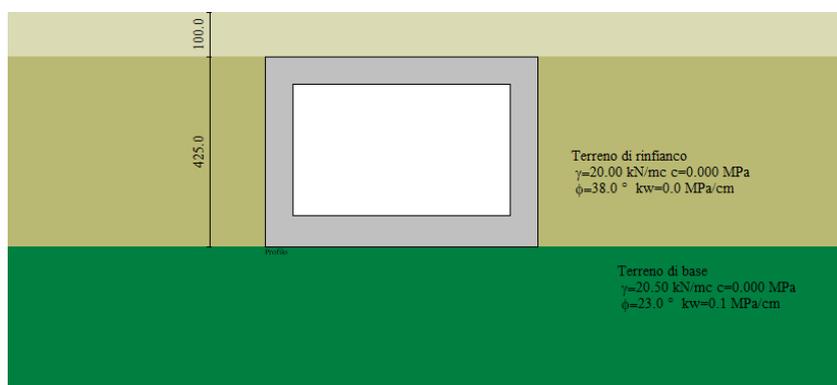


Figura 14 – Modello di calcolo scatolare

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.

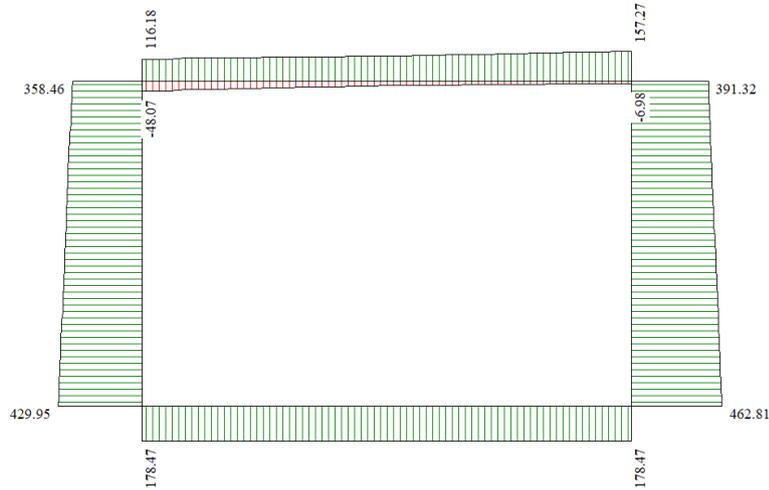


Figura 17 – inviluppo diagramma sforzo normale SLU

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	398.81	(38)	455.07	(14)	178.47	(25)
Piedritto sinistro	-332.91	(16)	237.25	(22)	429.95	(4)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-353.61	(41)	-164.87	(13)	462.81	(14)
Traverso	395.59	(15)	-391.32	(14)	157.27	(49)
Combinazioni analizzate		71				

Figura 18 – Inviluppo sollecitazioni caratteristiche

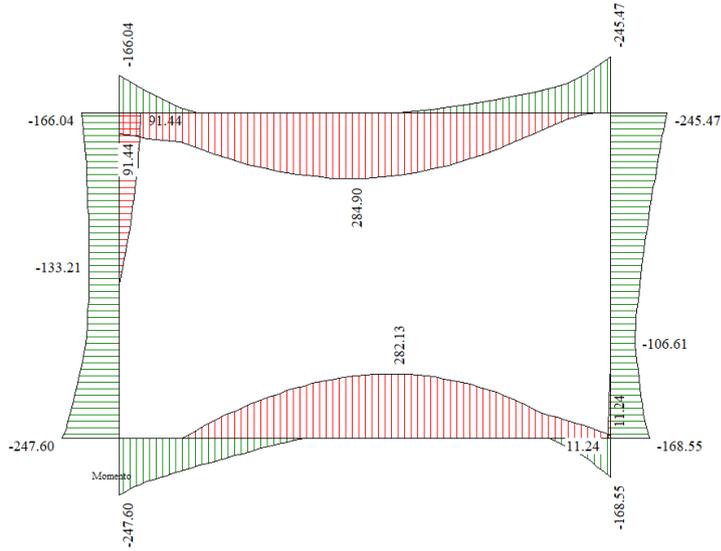


Figura 19- Involuppo momenti flettenti SLE

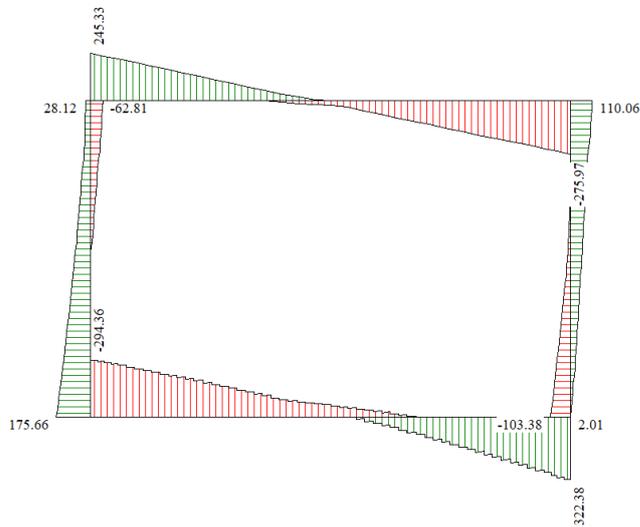


Figura 20 – Involuppo diagramma del taglio SLE

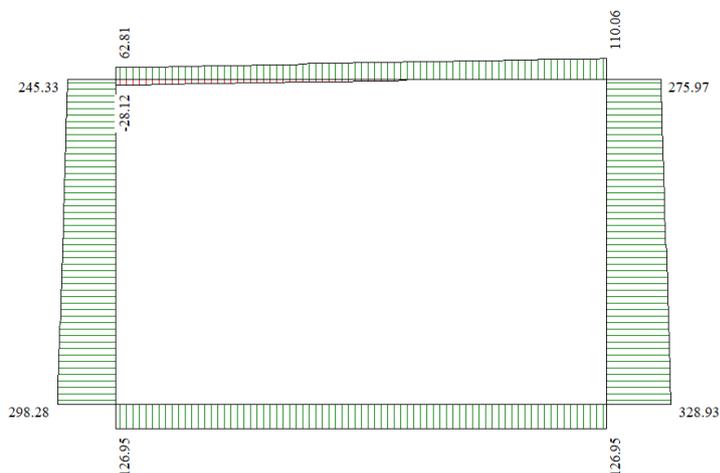


Figura 21 – Inviluppo diagramma sforzo normale SLE

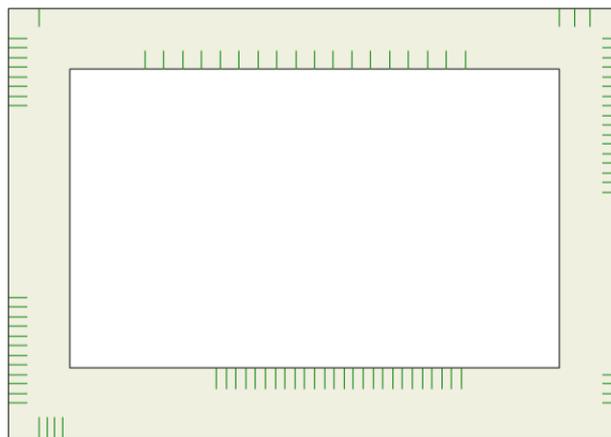
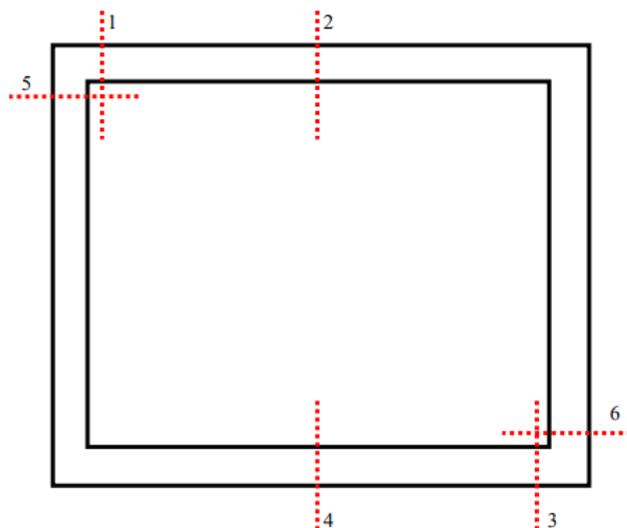


Figura 22 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

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

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

$$M_{Ed,SLV} = -353.61 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 144.29 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,SLV} = 335.49 \text{ kN}$$

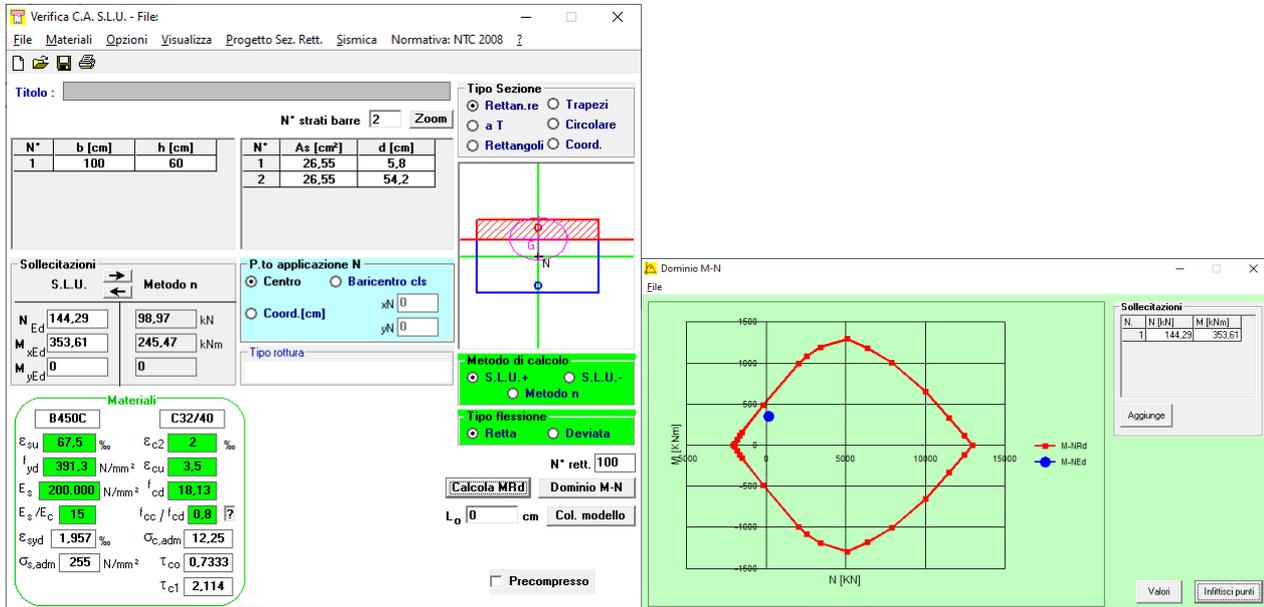
$$M_{Ed,SLE} = -245.47 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 98.87 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

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

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



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 144.29 98.97 kN
M_{xEd} 353.61 245.47 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C32/40

f_{yk} 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} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola M-Rd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Dominio M-N

File

Sollecitazioni

N	N [kN]	M [kNm]
1	144.29	353.61

Aggiunge

Valori Infiltrici punti

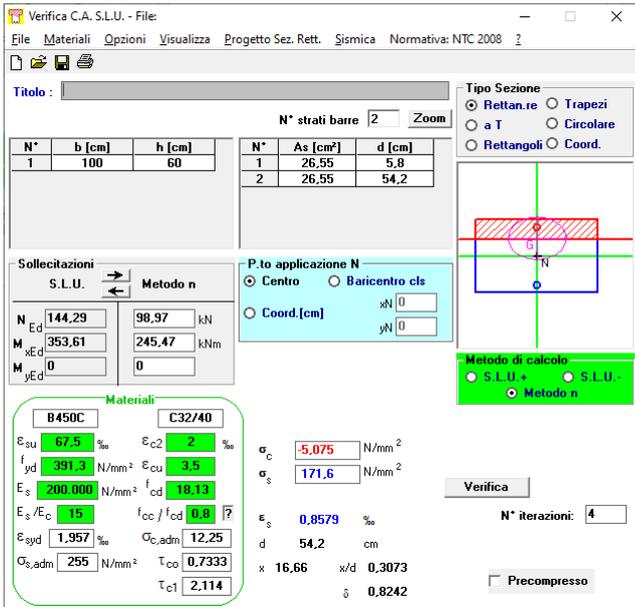
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V _{Ed}		kN	335
2	Sforzo Normale Agente	N _{Ed}		kN	144
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	φ		mm	26
7	Coprifero delle barre longitudinali	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}	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	0,24
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A _{sl}	nφ ² /4	mm ²	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} +0,15σ _{cp}	MPa	0,442
27	Coefficiente di riduzione	v	(cotgα+cotgθ)/(1+cotg ² θ)	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α _c	f(σ _{cp} /f _{cd})	-	1,013
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v _{Rd}	0,18k(100ρ _l f _{ck}) ^{1/3}	MPa	0,525
30	Taglio Resistente del cls non armato	V _{Rd}	v _{Rd,c} Bd	kN	278
31	Verifica in assenza di armature a taglio		V _{Ed} < V _{Rd,c}	?	armatura necessaria
32	Resistenza massima a taglio del cls	v _{Rcd}	0,5α _c v _{cd}	MPa	3,168
33	Taglio Resistente massimo del cls	V _{Rcd}	0,9v _{Rcd} Bd	kN	1.508
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η _{Rcd}	V _{Rcd} / V _{Ed}	-	4,496
35	Verifica a taglio per cls compresso		V _{Ed} < V _{Rcd}	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A _{sw}	n _w φ _w ² /4	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v _s	(cotgα+cotgθ)sena	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V _{Rsd}	0,9dA _{sw} f _{yk} v _s /s _w	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η _{Rsd}	V _{Rsd} / V _{Ed}	-	2,726
40	Verifica a taglio dell'armatura		V _{Ed} < V _{Rsd}	?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 5.08 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 171.6 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.176 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a table for section properties (N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm]), material properties for B450C and C32/40, and calculation results for stress (σ_c = -5.075 N/mm², σ_s = 171.6 N/mm²) and strain (ε_s = 0.8579 ‰). A diagram of the rectangular section is also visible.

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	166,6	[mm]	
∅	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	0,8256		
Es	210000	[N/mm²]	
σ _s	171,6	[N/mm²]	
(1-β ₁ β ₂ β ₂)	0,6592		>=0.4
ε _{sm}	0,0005387		Deformazione media unitaria= σ _s (1-β ₁ β ₂ β ₂)/Es
deff	216,7	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5∅)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	80179	[mm²]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k ₃	0,125		
p	0,03311		As/Aceff
s	185	[mm]	
k ₂	0,4		barre ad aderenza migliorata
Δ _{sm}	192,3	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k ₂ k ₃ ∅/p
wd	0,1761	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} ε _{sm}

10.2 Sezione 2

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

$$M_{Ed,SLV} = 395.59 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 21.53 \text{ kN}$$

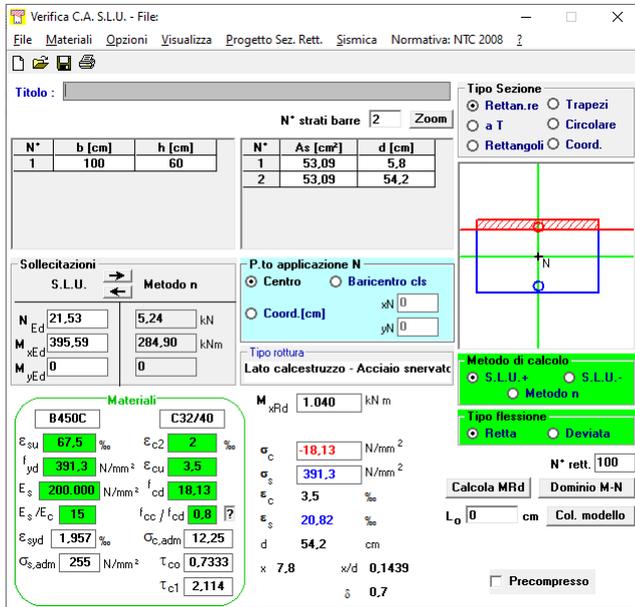
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 284.90 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 5.24 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\emptyset 26$$

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



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	53,09	5,8
			2	53,09	54,2

Sollecitazioni
S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} 21,53 | 5,24 kN
M_{xEd} 395,59 | 284,90 kNm
M_{yEd} 0 | 0

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

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

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

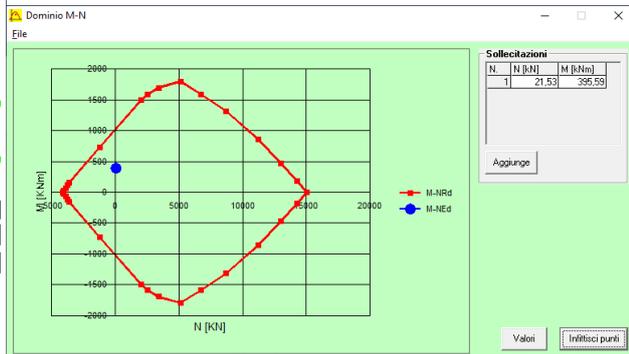
Tipo flessione
Retta | Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio M-N

L₀ 0 cm | Col. modello

Precompresso

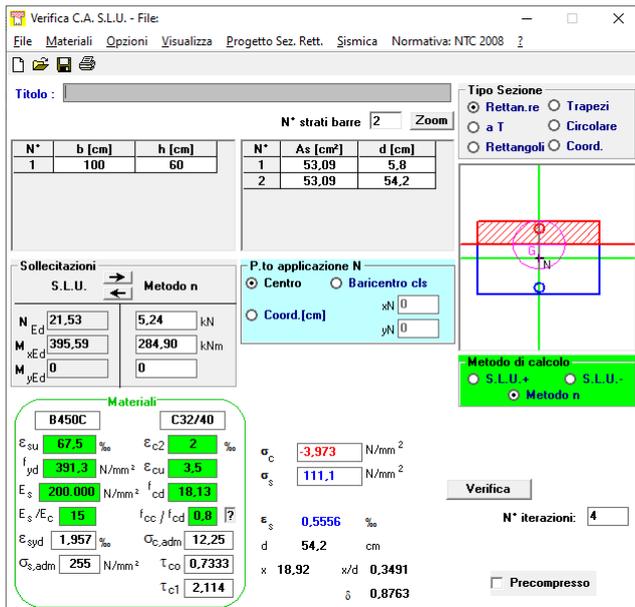


Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3,97 \text{ MPa} < 12,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 111,1 \text{ MPa} < 337,5 \text{ MPa}$$

$$W = 0,111 \text{ mm} < 0,200 \text{ mm}$$



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	60	1	53,09	5,8
			2	53,09	54,2

Sollecitazioni
S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} 21,53 | 5,24 kN
M_{xEd} 395,59 | 284,90 kNm
M_{yEd} 0 | 0

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

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

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

Tipo flessione
Retta | Deviata

N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	189,2	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n Fe	10		
As	5309,3	[mm²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0,5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0,7530		
Es	210000	[N/mm²]	
σs	111,1	[N/mm²]	
(1-β1β2β2)	0,7165		>=0,4
εsm	0,0003790		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	205,4	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
A _{c,eff}	75998	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0,125		
p	0,06986		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0,4		barre ad aderenza migliorata
Δ _{sm}	171,6	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/p
wd	0,1106	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

10.3 Sezione 3

B = 100 cm H = 70 cm

$M_{Ed,SLV} = 332.9 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 145.35 \text{ kN}$

$V_{Ed,SLV} = 412.7 \text{ kN}$

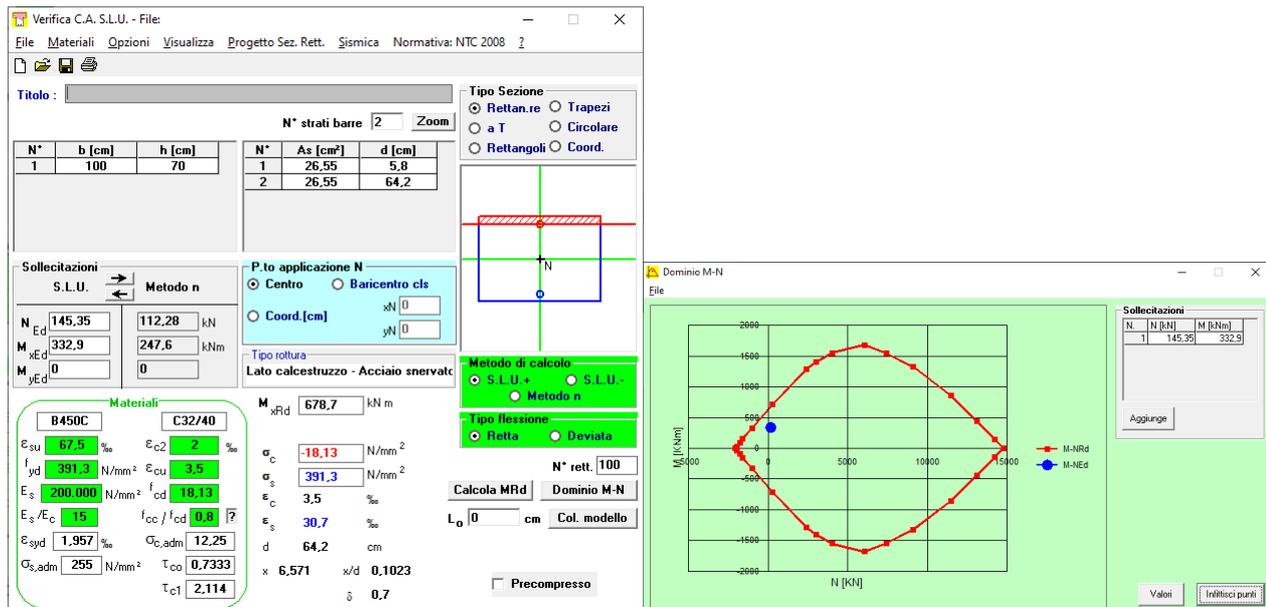
$M_{Ed,SLE} = 247.60 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 112.28 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Spille $\varnothing 10/20 \times 20$



	Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}	kN	413
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}	kN	145
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	Copriero 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_a	-	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	σ_{cp}	MPa	0,24
21	Altezza Utile Sezione	d	mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	mm ²	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_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	$v_{min} + 0,15\sigma_{cp}$	MPa	0,443
27	Coefficiente di riduzione	v	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	-	1,013
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	MPa	0,525
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	kN	278
31	Verifica in assenza di armature a taglio	$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	armatura necessaria
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rcd}	MPa	3,168
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	kN	1.508
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	-	3,655
35	Verifica a taglio per cls compresso	$V_{Ed} < V_{Rcd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_1	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	-	2,216
40	Verifica a taglio dell'armatura	$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?			OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3,93 \text{ MPa} < 12,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 139,9 \text{ MPa} < 337,5 \text{ Mpa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = -277.301 \text{ kNm} < M_{Ed,SLE} = -247,6 \text{ kNm}$

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	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

	S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	145,35	112,28 kN
M _{xEd}	332,9	247,6 kNm
M _{yEd}	0	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

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	18,13
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,7333
τ_{c1}	2,114	

σ_c -3,934 N/mm²
 σ_s 139,9 N/mm²

ϵ_s 0,6394 ‰
 d 64,2 cm
 λ 19,05 λ/d 0,2967
 δ 0,8109

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

10.4 Sezione 4

B = 100 cm H = 70 cm

$$M_{Ed,SLV} = -398,81 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 43,71 \text{ kN}$$

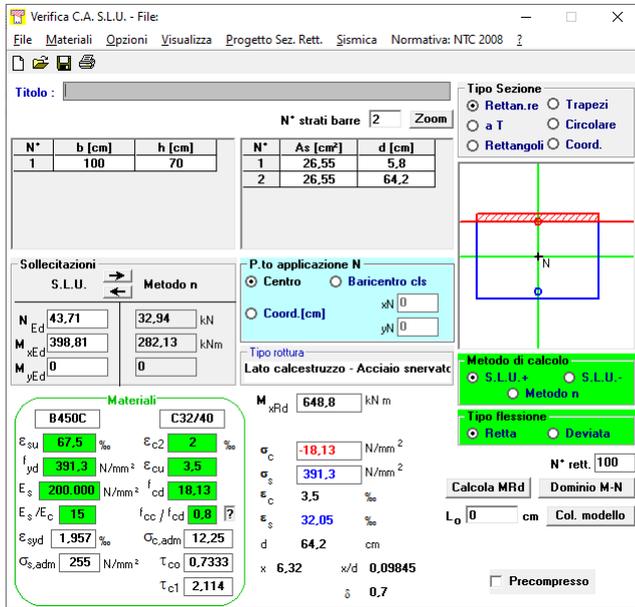
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -282,13 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 32,94 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

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



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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N	N [kN]	M	M [kNm]
N _{Ed}	43.71	32.94	398.81
M _{xEd}	0	282.13	0
M _{yEd}	0	0	0

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

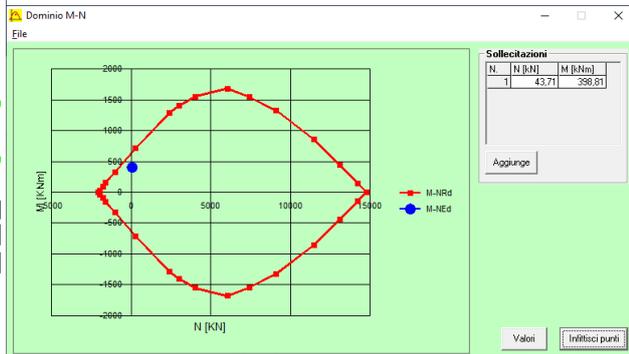
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

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_{cl} 2.114

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_{cs} 32.05 ‰
 d 64.2 cm
 x 6.32 x/d 0.09845
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

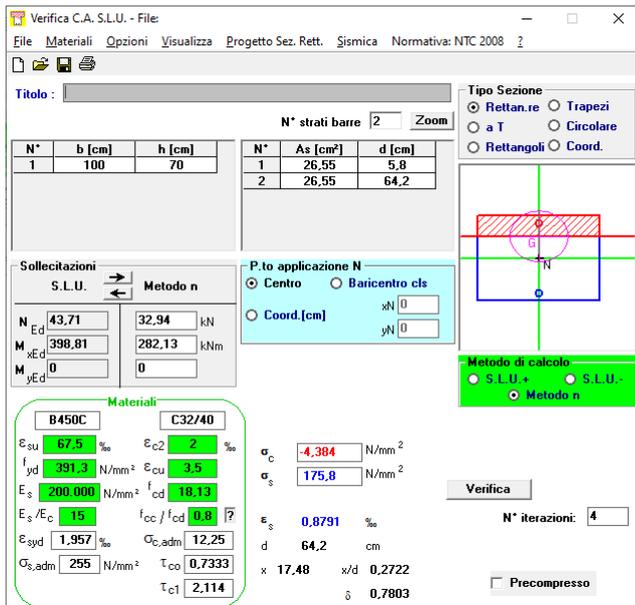


Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 4.38 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 175.8 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.157 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N	N [kN]	M	M [kNm]
N _{Ed}	43.71	32.94	398.81
M _{xEd}	0	282.13	0
M _{yEd}	0	0	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_{cl} 2.114

σ_c -4.384 N/mm²
 σ_s 175.8 N/mm²
 ϵ_s 0.8791 ‰
 d 64.2 cm
 x 17.48 x/d 0.2722
 δ 0.7803

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	700	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	174.8	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n	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	0.9420		
Es	210000	[N/mm²]	
σs	175.8	[N/mm²]	
(1-β1β2β2)	0.5563		>=0.4
εsm	0.0004657		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	253	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
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
Δsm :	198,8	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/p
wd	0,1574	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

10.5 Sezione 5

B = 100 cm H = 60 cm

$M_{Ed,SLV} = -353.61 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 335.49 \text{ kN}$

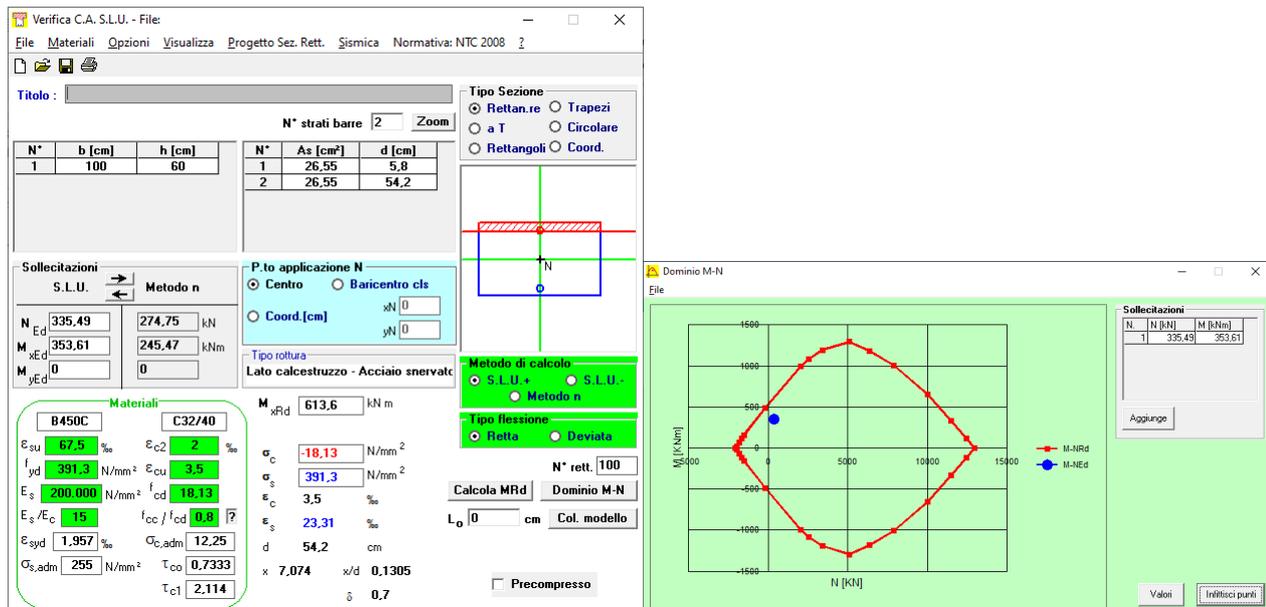
$V_{Ed,SLV} = 144.29 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = -245.47 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 274.75 \text{ kN}$

$A_s = 5\text{Ø}26$

$A'_s = 5\text{Ø}26$



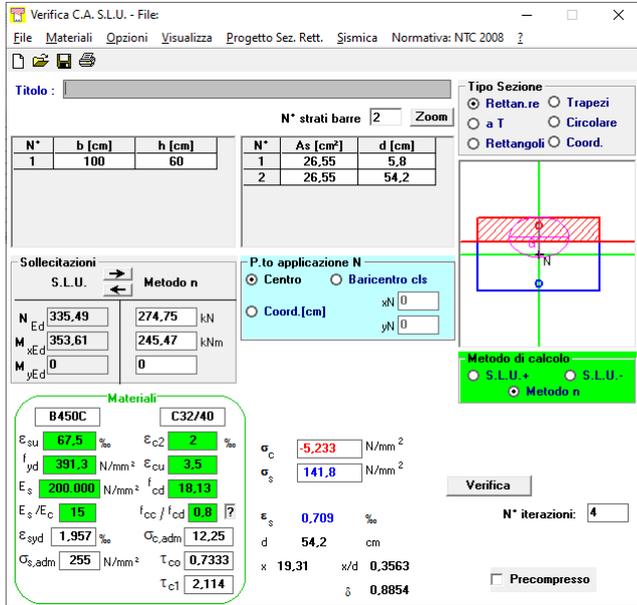
	Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}	kN	144
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}	kN	335
3	Larghezza Sezione	B	mm	1000
4	Altezza Sezione	H	mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n	-	5,0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ	mm	26
7	Copri ferro delle barre longitudinali	c	mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w	-	5,0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	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}	MPa	18,13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	MPa	0,56
21	Altezza Utile Sezione	d	mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	mm ²	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_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	$v_{min} + 0,15\sigma_{cp}$	MPa	0,490
27	Coefficiente di riduzione	v	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	-	1,031
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	MPa	0,573
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	kN	303
31	Verifica in assenza di armature a taglio	$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rcd}	MPa	3,223
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	kN	1.534
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	-	10,634
35	Verifica a taglio per cls compresso	$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_s	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	-	6,338
40	Verifica a taglio dell'armatura	$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?			OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 5.23 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 141.8 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.169 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



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	60	1	26,55	5,8
			2	26,55	54,2

Sollecitazioni
S.L.U. | Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	335,49	274,75 kN
M _{xEd}	353,61	245,47 kNm
M _{yEd}	0	0

Materiali

Materiali	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	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. + S.L.U. | Metodo n

Verifica
N° iterazioni: 4

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	193,1	[mm]	
Ø	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	0,6716		
Es	210000	[N/mm²]	
σ_s	141,8	[N/mm²]	
$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7745		$\geq 0,4$
ϵ_{sm}	0,0005229		Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$
deff	203,45	[mm]	$\min((h-x)/2 ; c+7,5\phi)$
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	75276,5	[mm²]	Area calcestruzzo efficace = deff * beff
k3	0,125		
p	0,03527		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0,4		barre ad aderenza migliorata
Δ_{sm}	189,9	[mm]	distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\phi/p$
wd	0,1688	[mm]	apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm}$

10.6 Sezione 6

B = 100 cm H = 60 cm

$$M_{Ed,slv} = -332,91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,slv} = 418,38 \text{ kN}$$

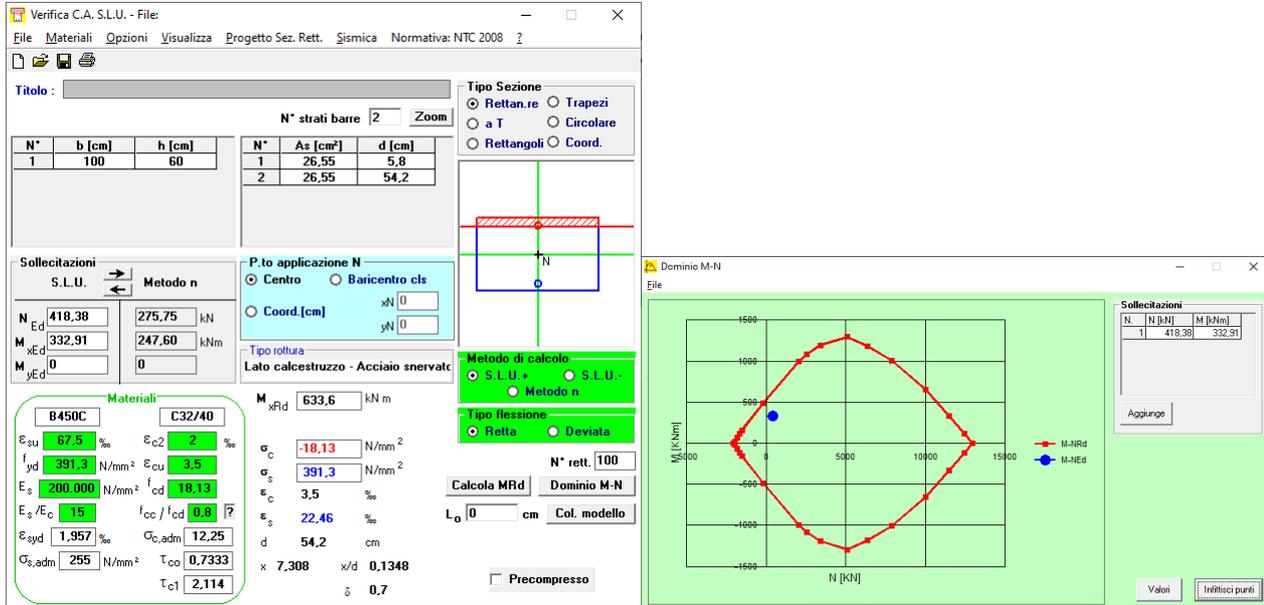
$$V_{Ed,slv} = 173,74 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,sle} = -247,60 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,sle} = 275,75 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\phi 26$$

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



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} 418,38 275,75 kN
M_{xEd} 332,91 247,60 kNm
M_{yEd} 0

Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67,5 ‰ ε_{cu2} 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

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

Dominio M-N

File

M_{Ed} [kNm] vs N [kN] diagram showing a diamond-shaped interaction curve.

Sollecitazioni

N	N [kN]	M [kNm]
1	418,38	332,91

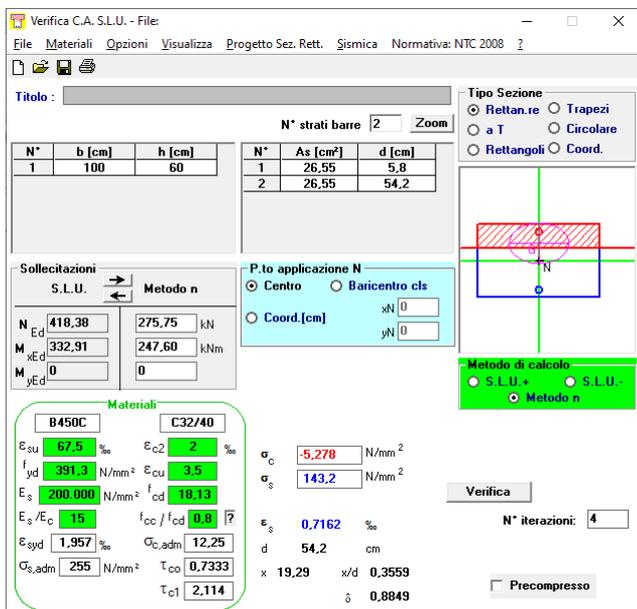
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V _{Ed}		kN	174
2	Sforzo Normale Agente	N _{Ed}		kN	418
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5,0
6	Diametro delle barre longitudinali	φ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	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 _a		-	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 _a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ _{cp}	N _{Ed} /Bh < 0,2f _{cd}	MPa	0,70
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A _{sl}	nφ ² /4	mm ²	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} +0,15σ _{cp}	MPa	0,511
27	Coefficiente di riduzione	v	(cotga+cotgθ)/(1+cotg ² θ)	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α _c	f(σ _{cp} /f _{cd})	-	1,038
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v _{Rd}	0,18k(100ρ _l f _{ck}) ^{1/3}	MPa	0,593
30	Taglio Resistente del cls non armato	V _{Rd}	v _{Rd,c} Bd	kN	314
31	Verifica in assenza di armature a taglio		V _{Ed} < V _{Rd,c}	?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V _{Rcd}	0,5α _c v _{cd}	MPa	3,247
33	Taglio Resistente massimo del cls	V _{Rcd}	0,9v _{cd} Bd	kN	1.546
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η _{Rcd}	V _{Rcd} / V _{Ed}	-	8,897
35	Verifica a taglio per cls compresso		V _{Ed} < V _{Rcd}	?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A _{sw}	n _v φ _w ² /4	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v _{sl}	(cotga+cotgθ)sena	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V _{Rsd}	0,9dA _{sw} f _{yd} v _{sl} /s _w	kN	914
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η _{Rsd}	V _{Rsd} / V _{Ed}	-	5,264
40	Verifica a taglio dell'armatura		V _{Ed} < V _{Rsd}	?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 5,28 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 143.2 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.170 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

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

Solecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 418.38 275.75 kN
M_{xEd} 332.91 247.60 kNm
M_{yEd} 0 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
E _{cu} 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} 0.8
E _{syd} 1.957 %	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

σ_c -5.278 N/mm²
σ_s 143.2 N/mm²

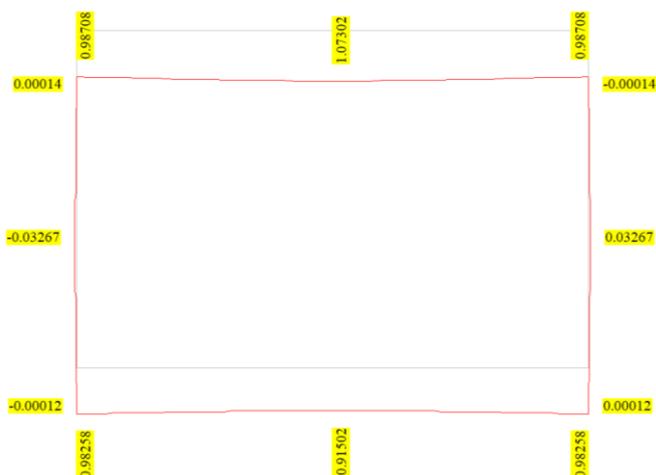
ε_s 0.7162 ‰
d 54.2 cm
x 19.29 x/d 0.3559
δ 0.8849

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

Grandezza	Rara	U. Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	600	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	192.9	[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	0.6716		
Es	210000	[N/mm²]	
σs	143.2	[N/mm²]	
(1-β1β2β2)	0.7745		>=0.4
εsm	0,0005281		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	203.55	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7.5∅)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	75313.5	[mm²]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k3	0.125		
p	0,03525		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δsm :	189.9	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3∅/p
wd	0,1705	[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 ($L=5.4\text{m}$) il valore della freccia è calcolato come segue:

- Dz all'estremità della soletta – 0.971 cm
- Freccia – mezzeria della soletta – 1.073 cm

$$f = 1.073 - 0.9871 = 0.0859 \text{ cm} < 480/1000 = 0.48 \text{ cm} ;$$

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 $t = f/(L/2) = 0.859\text{mm}/2.7 \text{ m} = 0.318 \text{ mm/m}$

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

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

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.