

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV04 – FERMATA ALBENGA
Relazione di calcolo
Scale e Rampe

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 6 0 0 | 0 0 2 | 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: IV0100D26CLFV0600002A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2.1	GEOMETRIA	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.2	ELABORATI PROGETTUALI	5
4	MATERIALI	5
4.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	5
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	5
4.3	ACCIAIO B450C	5
4.4	VALORI LIMITI TENSIONALI ALLO SLE	6
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	6
5.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	7
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	PESI PROPRI	9
6.2	AZIONI PERMANENTI	9
6.2.1	<i>Banchine</i>	9
6.2.2	<i>Rampe scale interne</i>	9
6.2.3	<i>Ricoprimento</i>	9
6.3	SPINTA DEL TERRENO	10
6.4	CARICHI FERROVIARI	10
6.4.1	<i>Distribuzione dei carichi ferroviari</i>	10
6.4.2	<i>Treno di carico LM71</i>	11
6.4.3	<i>Avviamento e frenatura</i>	12
6.4.4	<i>Serpeggio e centrifuga</i>	12
6.5	CARICHI FOLLA	12
6.6	AZIONE SISMICA	12
6.6.1	<i>Sovraspinta sismica</i>	13
6.6.2	<i>Azione sismica inerziale</i>	14
7	COMBINAZIONI DI CARICO	14
7.1	ELENCO COMBINAZIONI	17
8	MODELLO DI CALCOLO	19
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	20
8.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	21
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	21
9.1	SEZIONE A	21
9.2	SEZIONE B	25
10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	29
1.1	SEZIONE A	29
10.1	SEZIONE 1	30
10.2	SEZIONE 2	32
10.3	SEZIONE 3	34
1.2	SEZIONE B	36
10.4	SEZIONE 1	36
10.5	SEZIONE 2	38
10.6	SOLETTA SCALE	40
10.6.1	<i>Analisi dei carichi</i>	40
10.6.2	<i>Calcolo sollecitazioni</i>	41
10.6.3	<i>Verifica della sezione</i>	41
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	43

- 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
IV0I00D26BAFFV0600002A
IV0I00D26BAFFV0600003A

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) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

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 $\phi_{max} 7\div 8\text{cm}$), di colore marrone da mediamente addensata ad addensata, costituita da clasti poligenici angolari. Presenza di trovanti litoidi poligenici generalmente silicatici di $\phi 5\div 10\text{cm}$. 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 rinfiango, 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 Interazione terreno-struttura

Il terreno di rinfiango 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.

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

$$\text{Molle centrali} \quad k_1 = k_w * i \quad [kN/m]$$

$$\text{Molle intermedie} \quad k_2 = 1,5 * k_w * i \quad [kN/m]$$

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

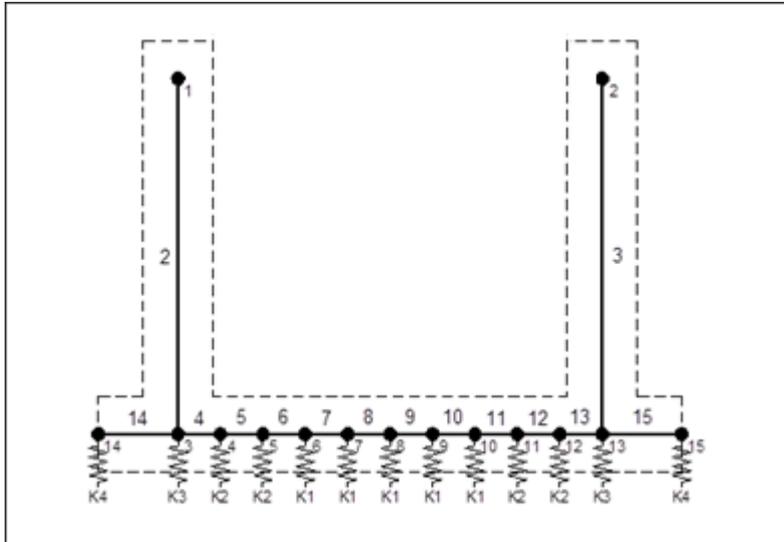


Figura 4 Modellazione letto di molle per la sezione ad “U”

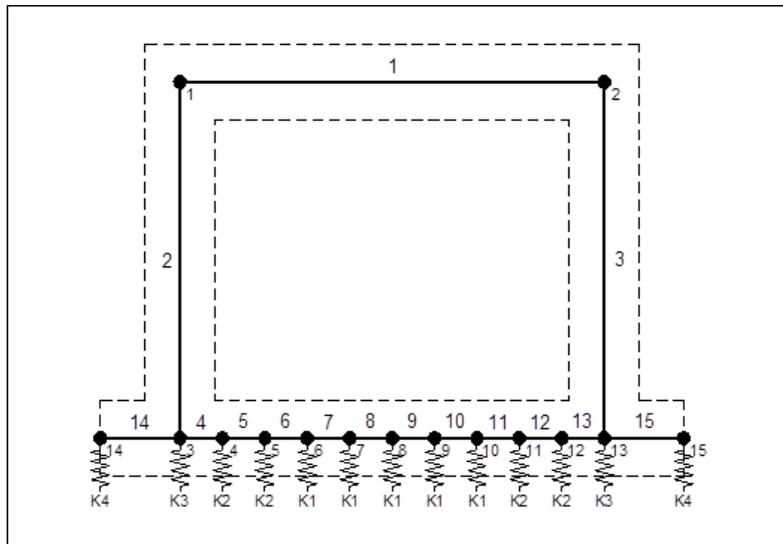


Figura 5 Modellazione letto di molle sezione scatolare

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/m³.

6.2 Azioni permanenti

6.2.1 Banchine

Poiché il modello di carico si estende fino alla quota di +5.25 m dal piano di imposta della fondazione, l'ulteriore spessore di terreno che costituisce in gran parte il corpo della banchina viene considerato come un carico permanente addizionale di intensità

$$G_2 = 20 \times 0.58 = 11.6 \text{ kN/mq/m}$$

Per una estensione tale da raggiungere il filo della banchina da entrambi i lati dello scatolare.

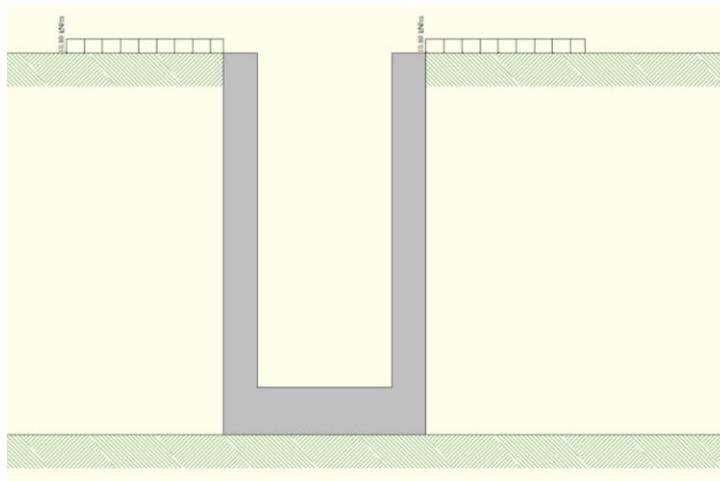


Figura 6: carico banchina

6.2.2 Rampe scale interne

Le rampe scale interne alle sezioni scatolari saranno in gradini incastrati alle pareti laterali strutturali. Questa fattispecie costituisce una sorta di puntello interno a quota variabile per le due pareti controterra. In favore di sicurezza nelle modellazioni si trascura tale vincolo e si considera l'armatura massima che si ottiene dal calcolo estesa a tutta l'altezza delle pareti.

6.2.3 Ricoprimento

Nella zona in cui la rampa scale risulta coperta dalla soletta superiore di spessore 30 cm è prevista l'applicazione di un carico di rinterro avente intensità:

$$G_2 = 20 \times 0.58 = 11.6 \text{ kN/mq/m}$$

6.3 Spinta del terreno

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky):

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

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

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

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

Dove:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno di rinfilanco;
- H 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

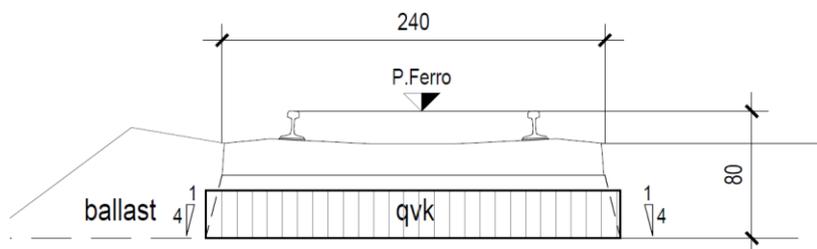
A lato delle strutture oggetto della presente relazione di calcolo insiste, oltre al terreno, il carico dei convogli ferroviari.

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 Distribuzione dei carichi ferroviari

Si assume che i sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscano sul terreno a lato della struttura scatolare ed in corrispondenza delle linee ferroviarie alla base delle traversine quindi su una larghezza di 2.40 m:



Poiché il carico ferroviario è applicato al suolo non si ha necessità di considerare effetti dinamici di incremento.

Poiché il carico spingente massimo dovuto alle azioni ferroviarie si attinge indiscutibilmente per effetto delle azioni del treno di carico LM71 ed in particolare per effetto dei carichi concentrati Q_{vk} nel seguito verrà considerato solo questo carico con la relativa ripartizione.

6.4.2 Treno di carico LM71

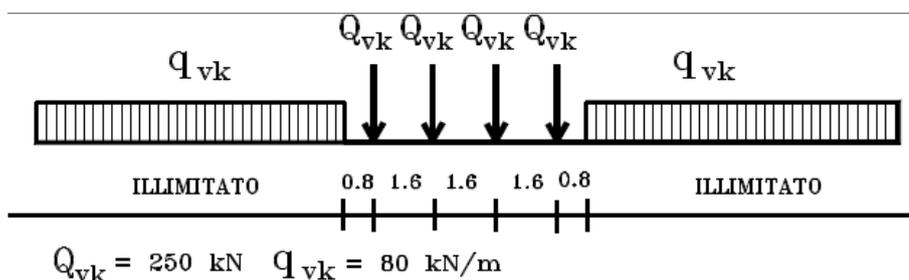


Figura 7: treno di carico LM71

Carichi ferroviari mobili LM71								
Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_{trasv}	q'_{vk}	α	q'_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	2.40	65.1	1.1	71.6
	Carico distribuito	-	80.0	-	2.40	33.3	1.1	36.7

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

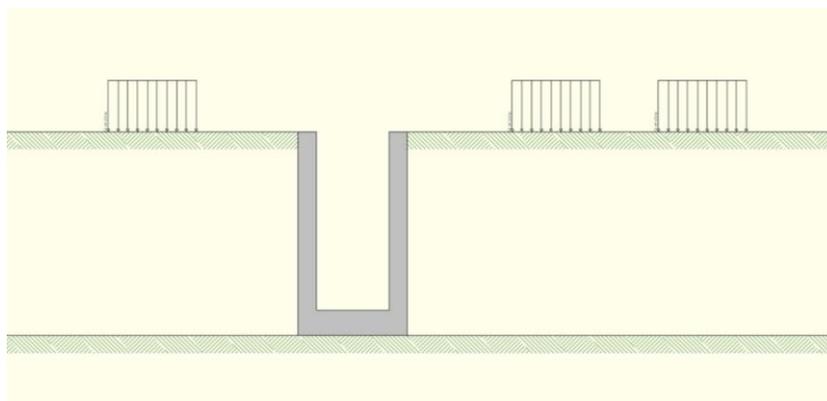


Figura 8: carico ferroviario

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.

6.4.3 Avviamento e frenatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento risultano perpendicolari al modello di calcolo e quindi non vengono considerate.

6.4.4 Serpeggio e centrifuga

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

6.5 Carichi folla

A livello delle banchine si considera un carico distribuito sulla larghezza della banchina di intensità $q=5,00$ kN/mq

6.6 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 $43^{\circ}.9608740$ N – $8^{\circ}.1394422$ E



Figura 9

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

6.6.1 Sovrappinta 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 la struttura come 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} .

6.6.2 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:

- a) Azioni Permanenti (G);
- b) Azioni Variabili (Q);
- c) Azioni di Precompressione (P);
- d) Azioni Eccezionali (A);
- e) 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	ψ_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	ψ_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	ψ_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	ψ_{r4}	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_G e γ_Q 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	d	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.

Modello A

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 (rinterro banchina)

Distr	Terreno	$X_i = 2.90$	$X_i = 5.25$	$V_{ni} = 11.60$	$V_{ni} = 11.60$	
Distr	Terreno	$X_i = -2.55$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 11.60$	$V_{ni} = 11.60$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 2.98$	$V_{ni} = 10.80$	$V_{ni} = 10.80$	$V_{ti} = 0.00$ $V_{tr} = 0.00$

Condizione di carico n°8 (folla)

Distr	Terreno	$X_i = 2.90$	$X_i = 5.25$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$	
Distr	Terreno	$X_i = -2.55$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$	
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_i = 2.90$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ti} = 0.00$ $V_{tr} = 0.00$

Condizione di carico n°9 (LM71)

Distr	Terreno	$X_i = 5.77$	$X_i = 8.17$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$	
Distr	Terreno	$X_i = 9.77$	$X_i = 12.17$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$	
Distr	Terreno	$X_i = -5.27$	$X_i = -2.87$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$	

Modello B

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 (rinterro banchina)

Distr	Terreno	$X_i = 2.90$	$X_i = 5.24$	$V_{ni} = 11.60$	$V_{ni} = 11.60$
Distr	Terreno	$X_i = -2.55$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 11.60$	$V_{ni} = 11.60$

Condizione di carico n°8 (folla)

Distr	Terreno	$X_i = 2.90$	$X_i = 5.24$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$
Distr	Terreno	$X_i = -2.55$	$X_i = 0.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{ni} = 5.00$

Condizione di carico n°9 (LM71)

Distr	Terreno	$X_i = 5.77$	$X_i = 8.17$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$
Distr	Terreno	$X_i = 9.77$	$X_i = 12.17$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$
Distr	Terreno	$X_i = -5.27$	$X_i = -2.87$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{ni} = 71.60$

7.1 Elenco combinazioni

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative adottate nel calcolo.

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
folla	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
LM71	Sfavorevole	1.45	0.80	1.16

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
folla	Sfavorevole	1.50	0.70	1.05
LM71	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di Calcolo Scale Rampe**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0600 002 REV. A FOGLIO 18 di 44

rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 10 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di Calcolo Scale Rampe**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0600 002	REV. A	FOGLIO 19 di 44
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

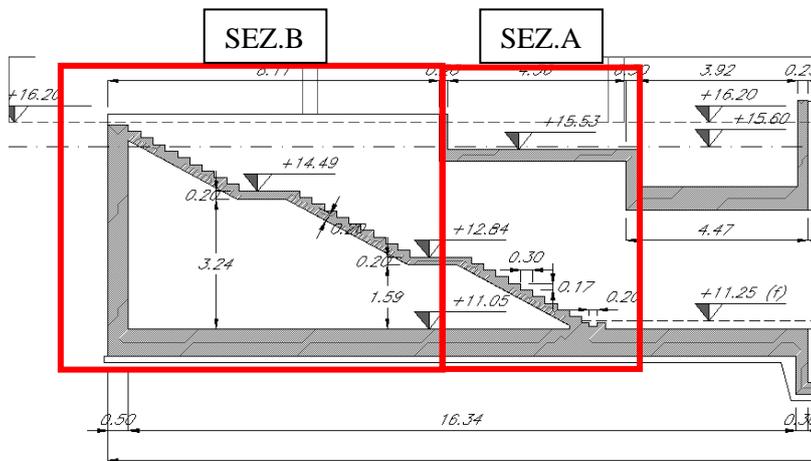
	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70

8 MODELLO DI CALCOLO

Si considerando due distinte zone di struttura da verificare.

Nella sezione A le due pareti laterali controterra sono collegate in fondazione dalla platea di fondazione e superiormente da una soletta di copertura della rampa scale.

Nella sezione B la soletta viene meno e la sezione si conforma come una sezione a "U".



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

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo Scale Rampe</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0600 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 20 di 44</p>

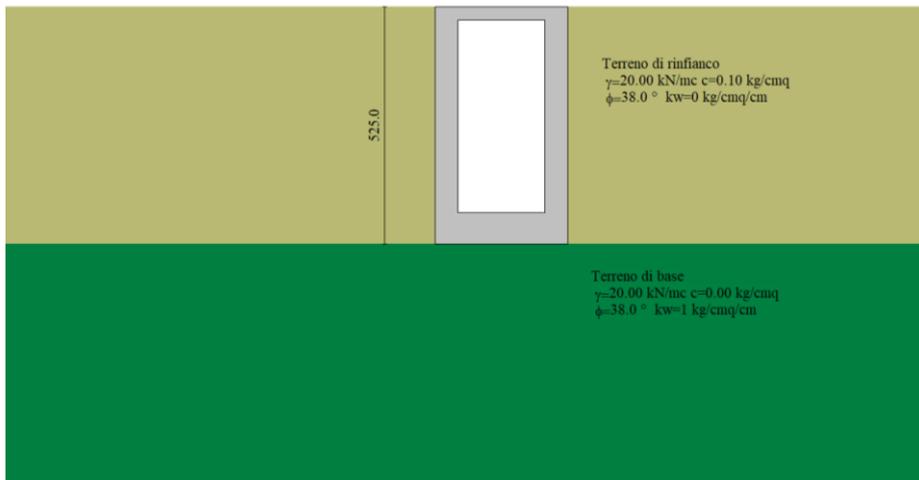


Figura 10 – Modello di calcolo scatolare sezione A

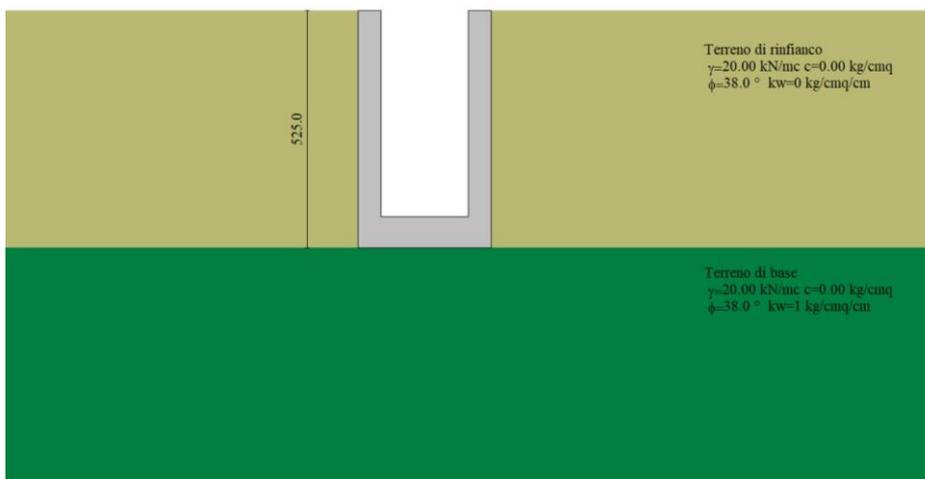


Figura 11 – Modello di calcolo scatolare sezione B

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

9.1 Sezione A

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 23.

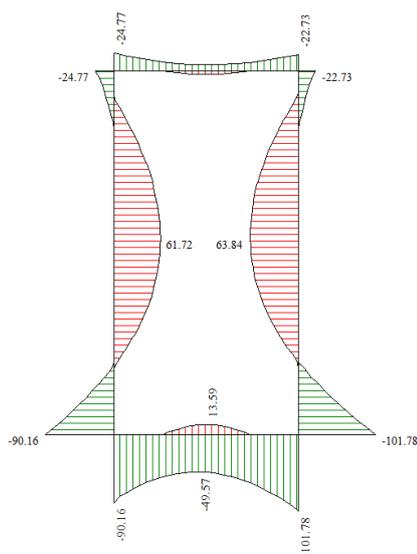


Figura 12 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU

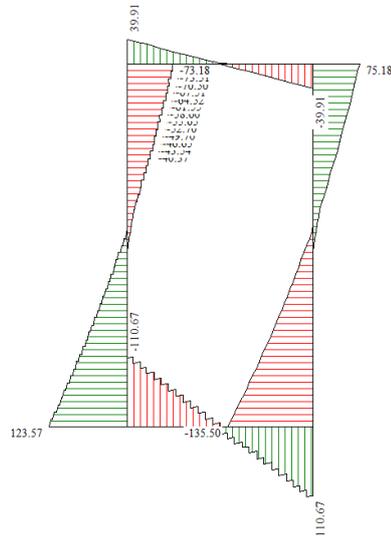


Figura 13 – Involuppo diagramma del taglio SLU

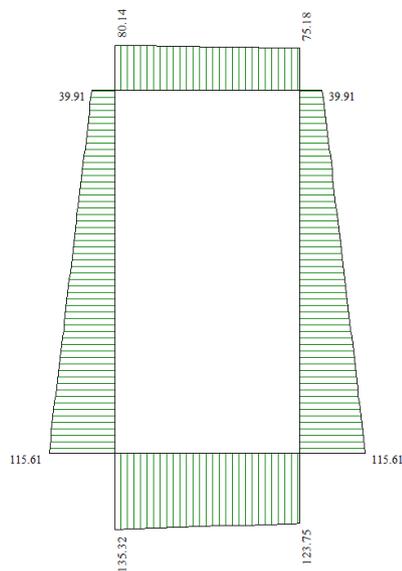


Figura 14 – involuppo diagramma sforzo normale SLU

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)

	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	-101.78	(6)	112.53	(2)	135.32	(6)
Piedritto sinistro	-90.16	(6)	123.57	(6)	115.61	(2)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-101.78	(6)	-135.50	(6)	115.61	(2)
Traverso	-24.77	(6)	39.91	(2)	80.14	(7)

Combinazioni analizzate 12

Figura 15 – Involuppo sollecitazioni caratteristiche

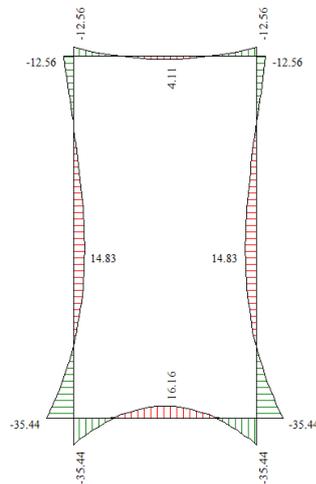


Figura 16- Involuppo momenti flettenti SLE

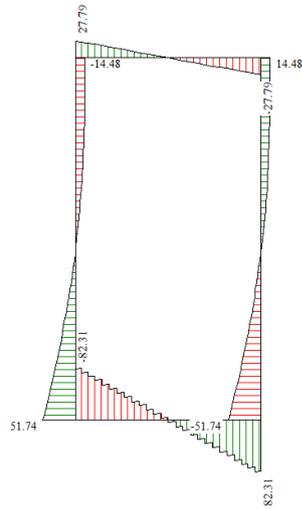


Figura 17 – Involuppo diagramma del taglio SLE

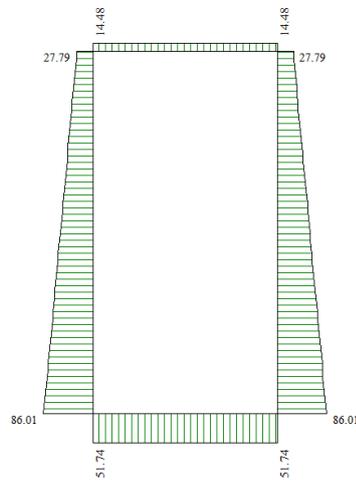


Figura 18 – Involuppo diagramma sforzo normale SLE

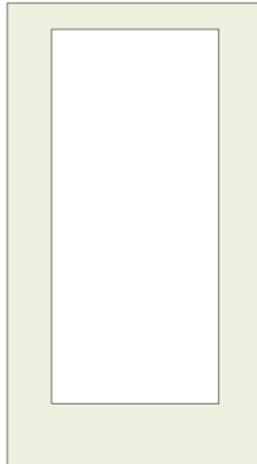


Figura 19 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

In Figura 19 rappresenta il fatto che non vi è apertura delle fessure in nessuna sezione.

9.2 Sezione B

Nel seguito sono rappresentati i diagrammi di involucro 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 23.

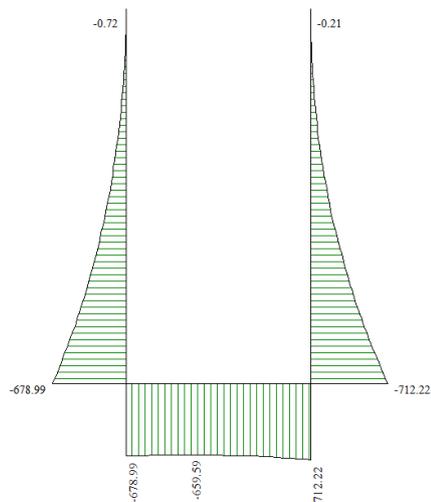


Figura 20 – Involucro diagramma dei momenti flettenti SLU

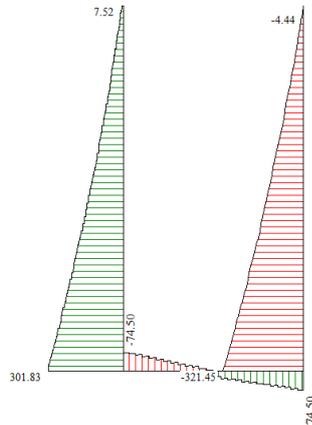


Figura 21 – Involuppo diagramma del taglio SLU

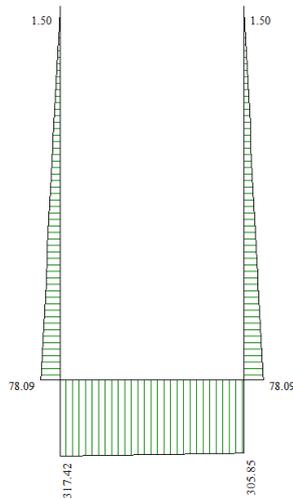


Figura 22 – involuppo diagramma sforzo normale SLU

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)

	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	-712.22	(6)	76.36	(2)	317.42	(6)
Piedritto sinistro	-678.99	(6)	301.83	(6)	78.09	(1)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-712.22	(7)	-321.45	(7)	78.09	(3)
Traverso	---	---	---	---	---	---

Combinazioni analizzate 12

Figura 23 – Involuppo sollecitazioni caratteristiche

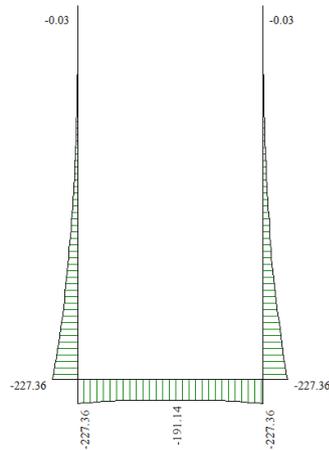


Figura 24- Involuppo momenti flettenti SLE

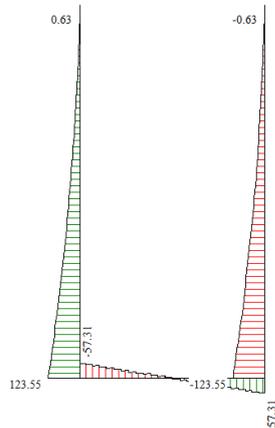


Figura 25 – Involuppo diagramma del taglio SLE

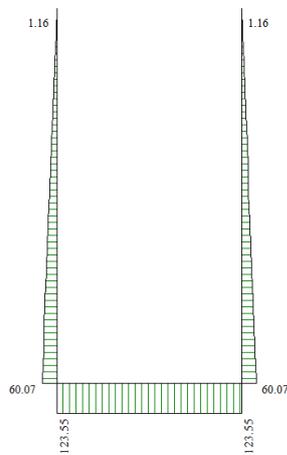


Figura 26 – Involuppo diagramma sforzo normale SLE

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA				
PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo Scale Rampe	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0600 002	REV. FOGLIO A 29 di 44

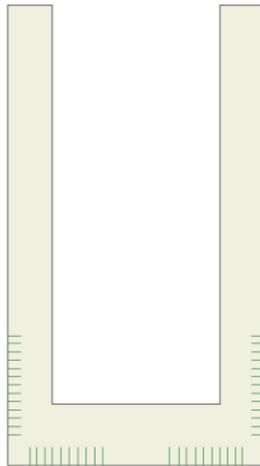


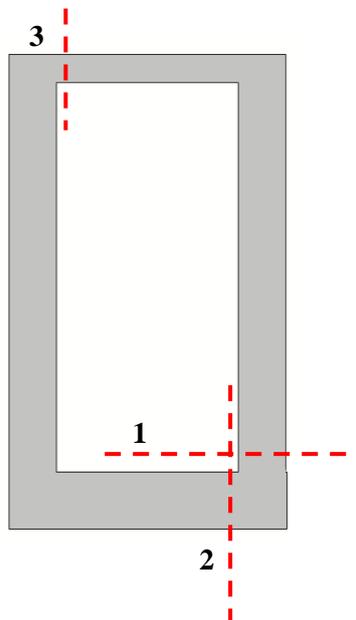
Figura 27 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

In Figura 27 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

1.1 Sezione A

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



10.1 Sezione 1

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

$M_{Ed,SLV} = -101.78 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 92.19 \text{ kN}$

$V_{Ed,SLV} = 135.5 \text{ kN}$

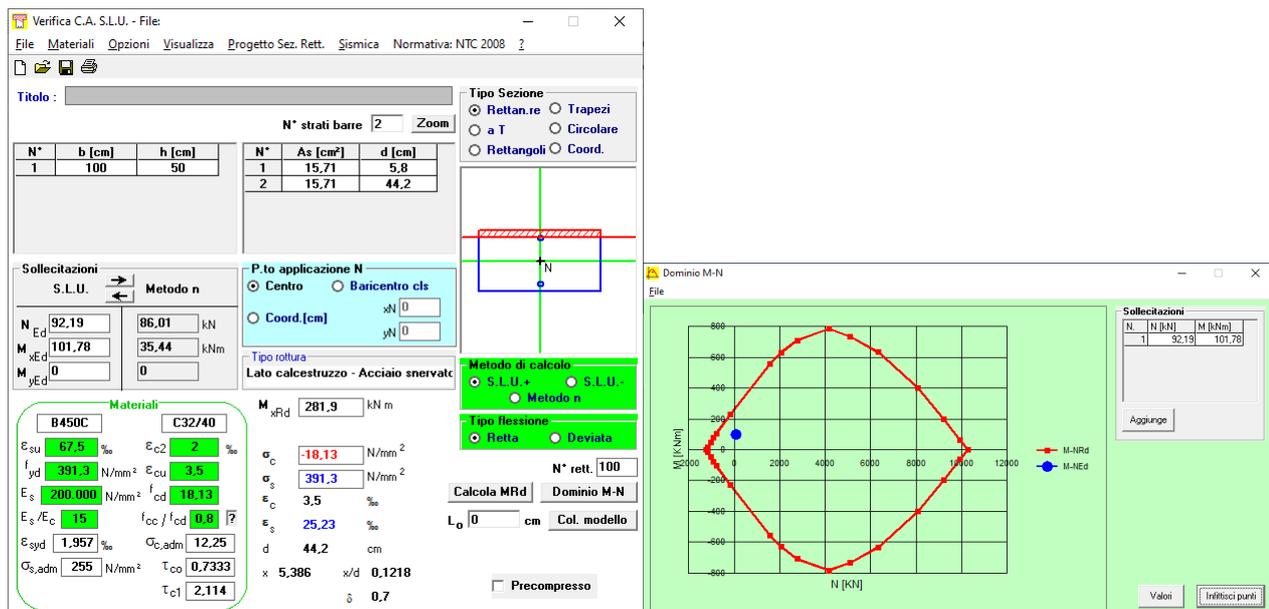
$M_{Ed,SLE} = -35.44 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 86.01 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 20$

$A'_s = 5\varnothing 20$

Armatura a taglio spille $\varnothing 10/20 \times 20$



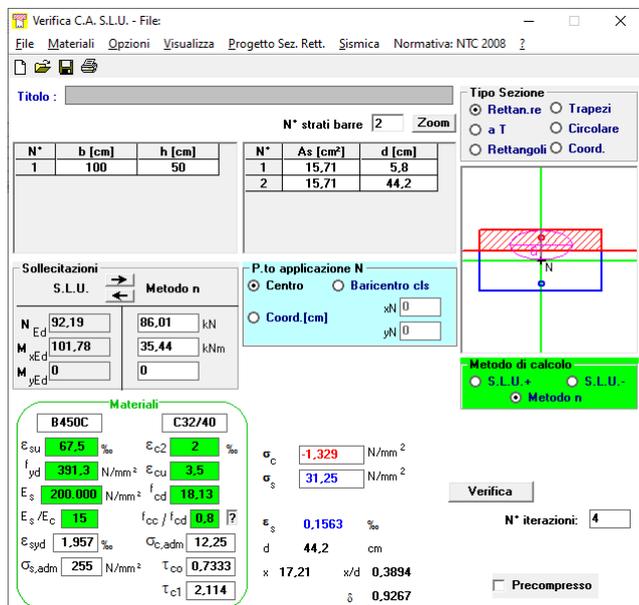
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	136
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	92
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5,0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	20
7	Copriero delle barre longitudinali	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}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18,13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / BH < 0,2 f_{cd}$	MPa	0,18
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	432
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	1.571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0,02$	-	0,00364
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1,68041
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{-3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0,431
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0,459
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot\theta + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1,010
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0,485
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	209
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	3,158
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	$0,9 v_{Rcd} B d$	kN	1.228
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	V_{Rcd} / V_{Ed}	-	9,062
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rcd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w n \phi_w^2 / 4$	mm ²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_1	$(\cot\theta + \cot\theta) s_{ena}$	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0,9 d A_{sw} f_{yd} v_1 / s_w$	kN	747
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	5,512
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 1,33 \text{ MPa} < 12,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 31,25 \text{ MPa} < 337,5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = -163,99 \text{ kNm} < M_{Ed,SLE} = -35,44 \text{ kNm}$



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	50	1	15,71	5,8
			2	15,71	44,2

Sollecitazioni
S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} : 82,19 | 86,01 kN
 M_{xEd} : 101,78 | 35,44 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
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 : -1,329 N/mm²
 σ_s : 31,25 N/mm²

ϵ_s : 0,1563 ‰
d: 44,2 cm
x: 17,21 x/d: 0,3894
 δ : 0,9267

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

10.2 Sezione 2

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

$M_{Ed,SLV} = 101.78 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 123.75 \text{ kN}$

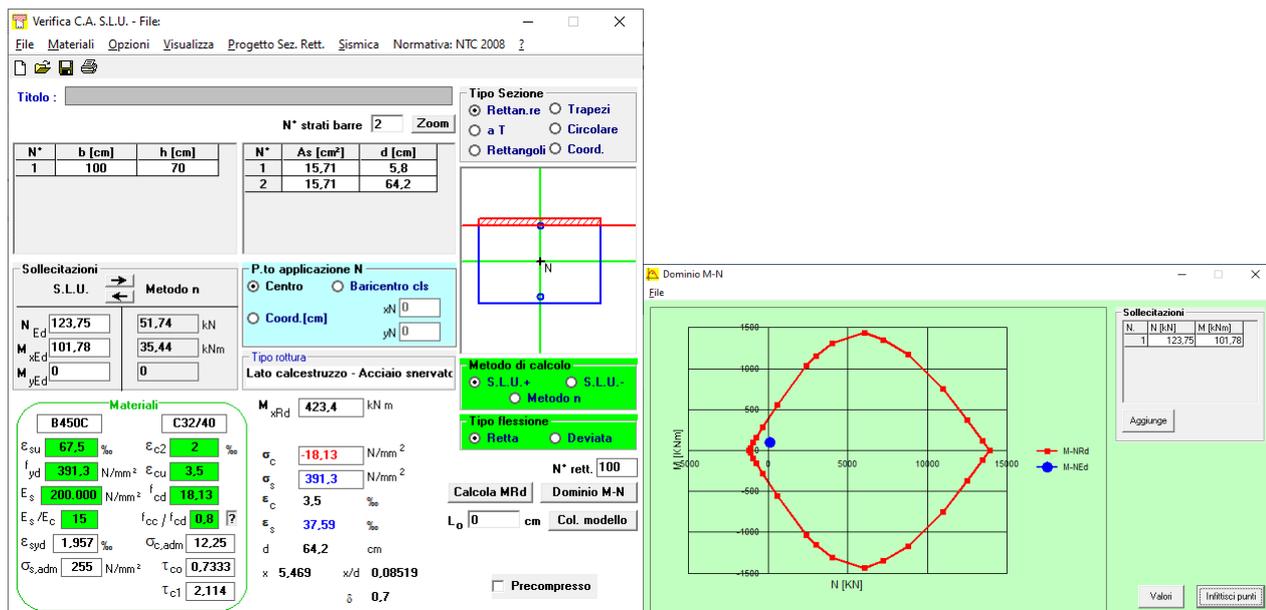
$V_{Ed,SLV} = 88.74 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = 35.44 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 51.74 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 20$

$A'_s = 5\varnothing 20$



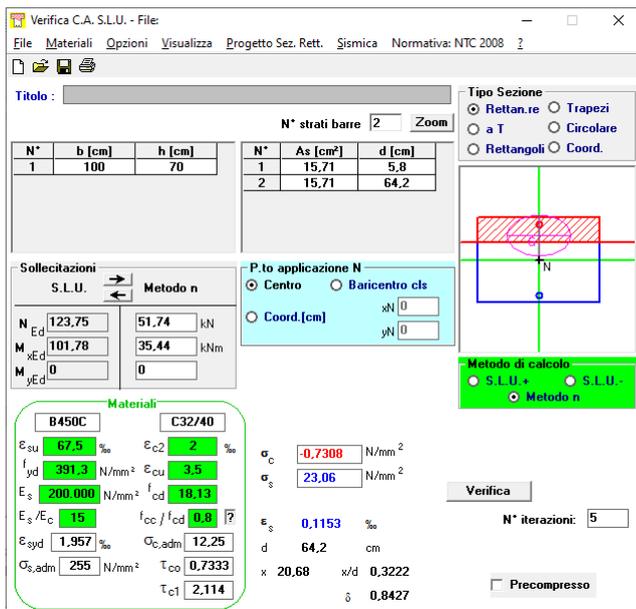
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	89
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	124
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	700
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5,0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	20
7	Copriferro delle barre longitudinali	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_a		-	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_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0,18
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	632
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n m \phi^2 / 4$	mm ²	1.571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0,00249
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1,56254
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	0,413
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \theta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1,010
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0,413
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	261
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 0,73 \text{ MPa} < 12,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 23,06 \text{ MPa} < 337,5 \text{ Mpa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 305,2 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 35,44 \text{ kNm}$



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	15,71	5,8
			2	15,71	64,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	123,75	51,74	kN
M_{xEd}	101,78	35,44	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_{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}	0,8 [?]
$E_{s,adm}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{c0}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -0,7308 N/mm²

σ_s 23,06 N/mm²

ϵ_s 0,1153 ‰

d 64,2 cm

x 20,68 x/d 0,3222

δ 0,8427

N° iterazioni: 5

Precompresso

10.3 Sezione 3

B = 100 cm H = 30 cm

$M_{Ed,SLV} = 24.77$ kNm

$N_{Ed,SLV} = 79.98$ kN

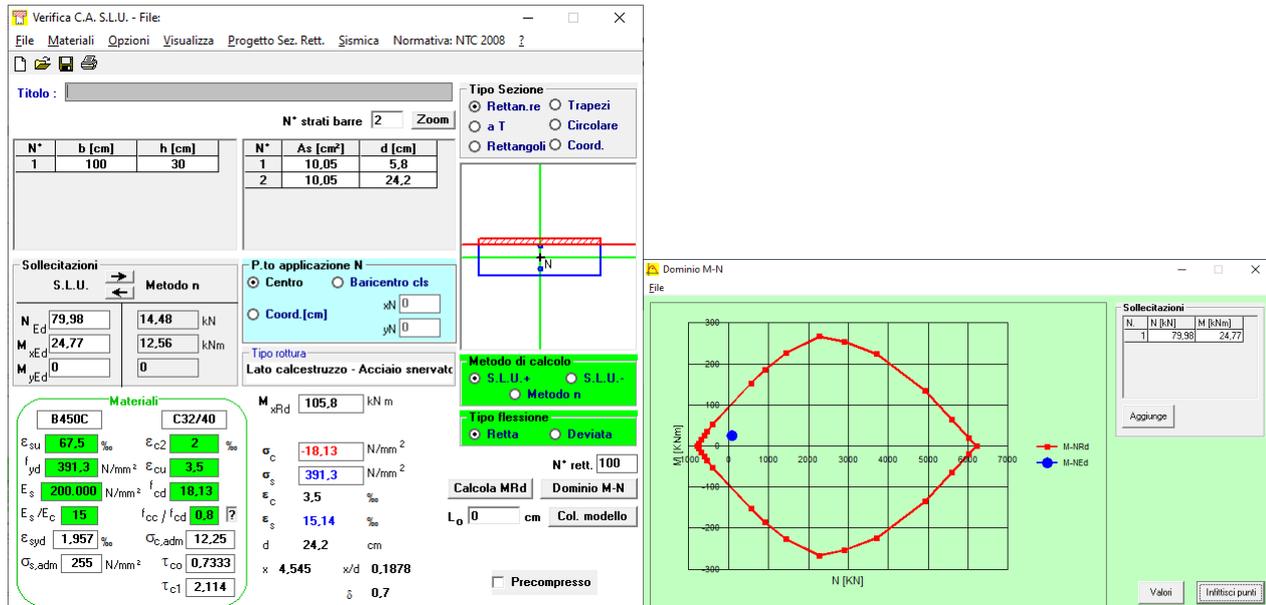
$V_{Ed,SLV} = 27.48$ kN

$M_{Ed,SLE} = 12.56$ kNm

$N_{Ed,SLE} = 14.48$ kN

$A_s = 5\varnothing 16$

$A'_s = 5\varnothing 16$



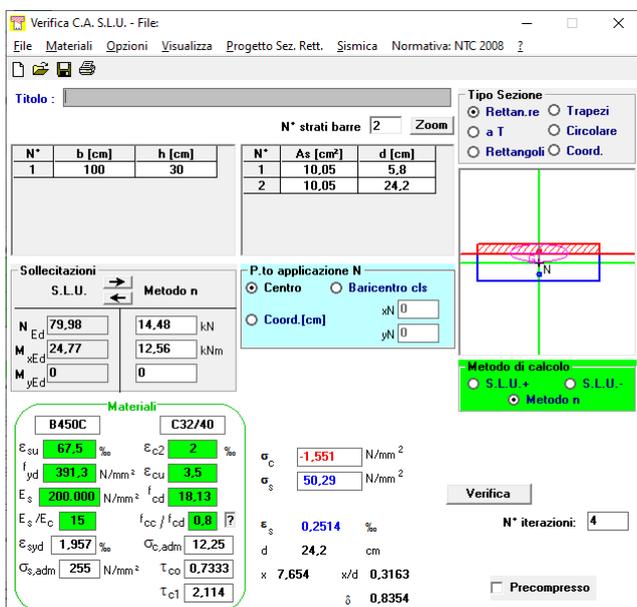
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	27
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	80
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	300
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5,0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	16
7	Copri ferro delle barre longitudinali	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_a		-	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_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0,27
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	234
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n m \phi^2 / 4$	mm ²	1.005
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0,00430
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1,92450
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0,529
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0,569
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \theta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{ck})$	-	1,015
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0,593
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	139
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 1.55 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 50,29 \text{ MPa} < 337.5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 48.51 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 12.56 \text{ kNm}$



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	30	1	10,05	5,8
			2	10,05	24,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 79,98 14,48 kN
 M_{xEd} 24,77 12,56 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
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} 0,9
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

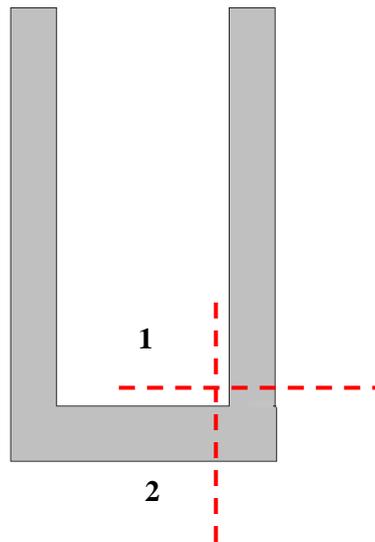
σ_c -1,551 N/mm²
 σ_s 50,29 N/mm²

ϵ_s 0,2514 ‰
 d 24,2 cm
 \times 7,654 x/d 0,3163
 δ 0,8354

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

1.2 Sezione B

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



10.4 Sezione 1

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

$$M_{Ed,SLV} = 712.22 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 68.51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,SLV} = 321.45 \text{ kN}$$

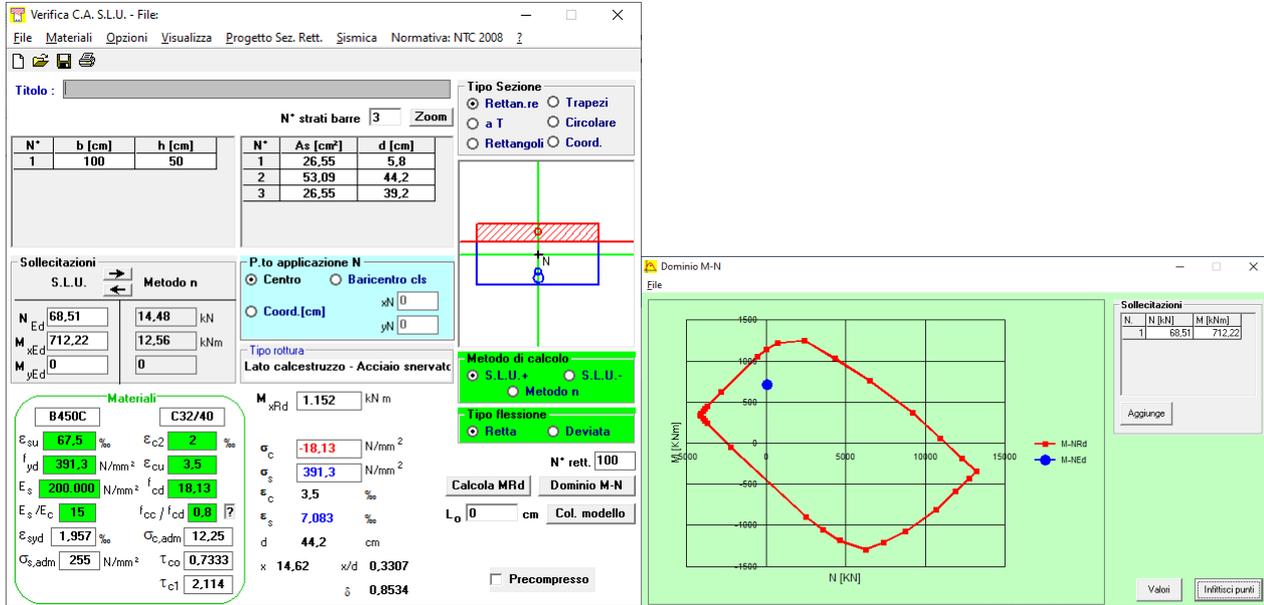
$$M_{Ed,SLE} = -227.36 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 60.13 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\varnothing26 + 5\varnothing26$$

$$A'_s = 5\varnothing26$$

Armatura a taglio 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: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26.55	5.8
			2	53.09	44.2
			3	26.55	39.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	14.48	kN
M _{xEd}	712.22	kNm
M _{yEd}	0	

Materiali
B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	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 ‰	0.7333
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

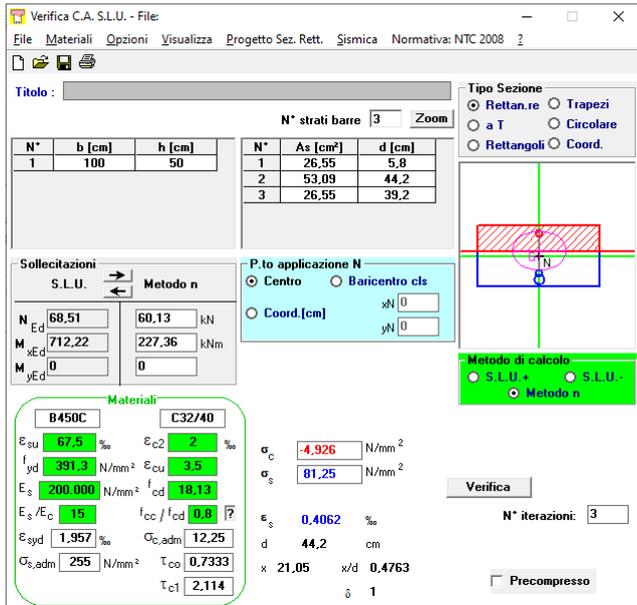
Diagramma M-N
M_{Ed} [kNm] vs N [kN]

N [kN]	M [kNm]
1	88.51
	712.22

		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{Ed}		kN	321
2	Sforzo Normale Agente	N_{Ed}		kN	69
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	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}	$N_{Ed} / B H < 0, 2 t_{cd}$	MPa	0,14
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	429
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n m \phi^2 / 4$	mm²	5.309
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0, 02$	-	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}	$v_{min} + 0, 15 \sigma_{cp}$	MPa	0,453
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1,008
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{Rd}	$0, 18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0,709
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$V_{Rd,c} B d$	kN	304
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	armatura necessaria
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rcd}	$0, 5 \alpha_c v_{cd}$	MPa	3,150
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rsd}	$0, 9 V_{Rcd} B d$	kN	1.216
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	V_{Rcd} / V_{Ed}	-	3,784
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w \phi_w^2 / 4$	mm²	393
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_s	$(\cot \alpha + \cot \theta) s_{ena}$	-	2,500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0, 9 d A_{sw} f_{yk} v_s / s_w$	kN	742
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	2,307
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Per le verifiche SLE:

$\sigma_c = 4,93 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$
 $\sigma_c = 81,25 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$
 $W = 0.092 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$



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

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

TITOLO: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	26,55	5,8
2			2	53,09	44,2
3			3	26,55	39,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	60,13	60,13	kN
M _{xEd}	712,22	227,36	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali: B450C C32/40

ε _{su}	67,5	ε _{c2}	2	σ _c	-4,926	N/mm²
f _{yd} <td>391,3</td> <td>ε_{cu} <td>3,5</td> <td>σ_s <td>81,25</td> <th>N/mm²</th> </td></td>	391,3	ε _{cu} <td>3,5</td> <td>σ_s <td>81,25</td> <th>N/mm²</th> </td>	3,5	σ _s <td>81,25</td> <th>N/mm²</th>	81,25	N/mm²
E _s <td>200 000</td> <td>f_{cd} <td>18,13</td> <td>ε_s <td>0,4062</td> <th>‰</th> </td></td>	200 000	f _{cd} <td>18,13</td> <td>ε_s <td>0,4062</td> <th>‰</th> </td>	18,13	ε _s <td>0,4062</td> <th>‰</th>	0,4062	‰
E _s /E _c <td>15</td> <td>f_{cc}/f_{cd} <td>0,8</td> <td>d</td> <td>44,2</td> <th>cm</th> </td>	15	f _{cc} /f _{cd} <td>0,8</td> <td>d</td> <td>44,2</td> <th>cm</th>	0,8	d	44,2	cm
ε _{syd} <td>1,957</td> <td>σ_{c,adm} <td>12,25</td> <td>x</td> <td>21,05</td> <th>x/d</th> </td>	1,957	σ _{c,adm} <td>12,25</td> <td>x</td> <td>21,05</td> <th>x/d</th>	12,25	x	21,05	x/d
σ _{s,adm} <td>255</td> <td>τ_{co} <td>0,7333</td> <td>w/d</td> <td>0,4763</td> <th></th> </td>	255	τ _{co} <td>0,7333</td> <td>w/d</td> <td>0,4763</td> <th></th>	0,7333	w/d	0,4763	
		τ _{c1} <td>2,114</td> <td>δ</td> <td>1</td> <th></th>	2,114	δ	1	

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

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	500	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	21,05	[mm]	
∅	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	0,6351		
Es	210000	[N/mm²]	
σs	81,25	[N/mm²]	
(1-β1β2β2)	0,7983		>=0.4
εsm	0,0003089		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	239,475	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5∅)
beff	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	88605,75	[mm²]	Area calcestruzzo efficace =deff *beff
k3	0,125		
p	0,05992		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0,4		barre ad aderenza migliorata
Δ _{sm}	174,7	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3∅/p
wd	0,0917	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δsm εsm

10.5 Sezione 2

B = 100 cm H = 70 cm

$M_{Ed,SLV} = 712.22 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 305.85 \text{ kN}$

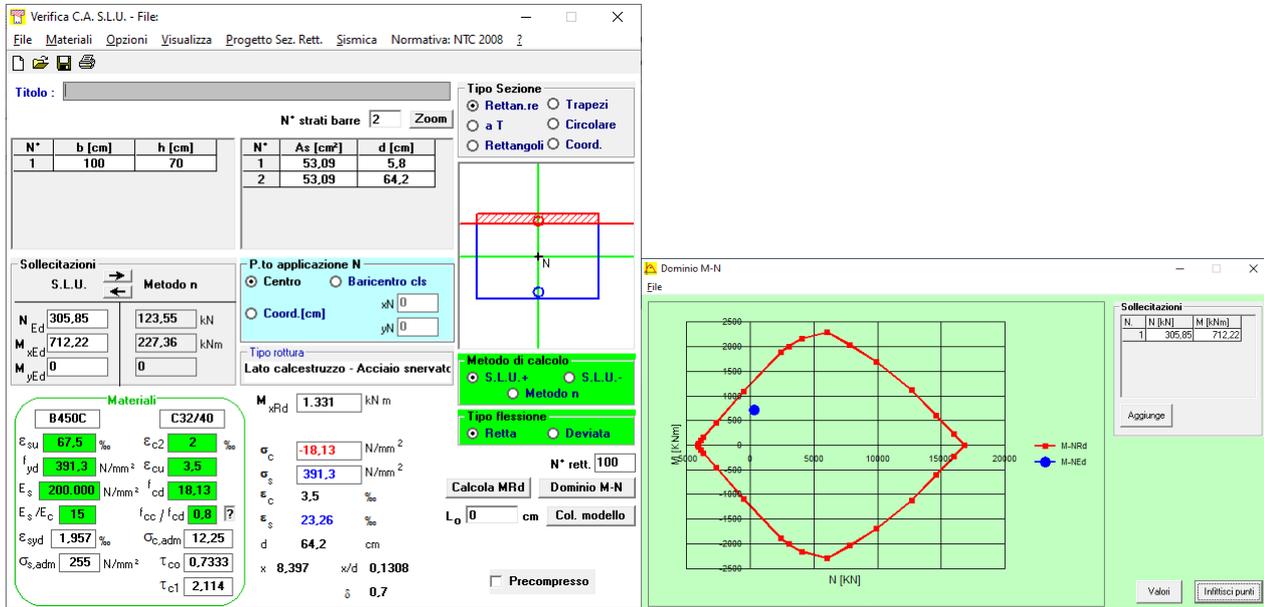
$V_{Ed,SLV} = 66.89 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = 227.36 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 123.55 \text{ kN}$

$A_s = 10\emptyset26$

$A'_s = 10\emptyset26$



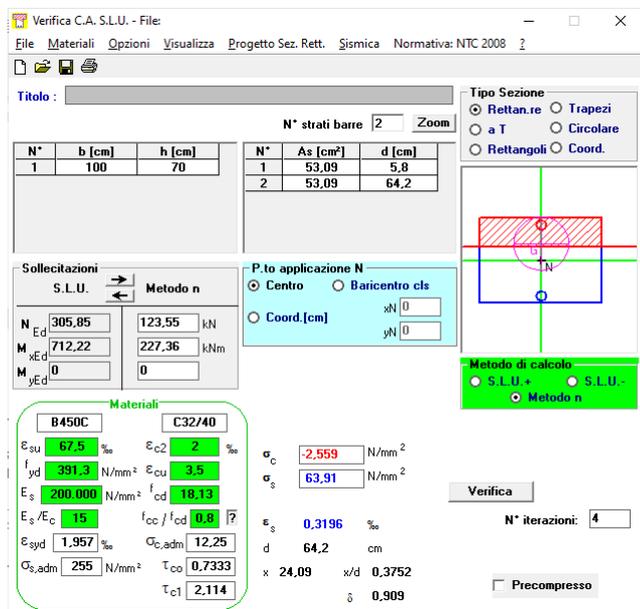
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	67
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	306
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	700
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	10,0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	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	0,44
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	629
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n m \phi^2 / 4$	mm ²	5.309
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0,02$	-	0,00844
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	0,453
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0,345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1,024
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0,629
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	395
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 2,56 \text{ MPa} < 12,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 63,91 \text{ MPa} < 337,5 \text{ Mpa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 308,4 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 227,36 \text{ kNm}$



10.6 Soletta scale

La scala in oggetto conduce dal sottopasso posto a quota +11.25, alla banchina posta a quota +16.20. Verrà realizzata in c.a ed è costituita da tre rampe la cui larghezza netta è di 1.90 m.

I gradini hanno una pedata di 30 cm ed un'alzata di 17 cm, sono gettati in opera e poggiano sulla soletta che a sua volta poggia sui muri di contenimento.

Il modello di calcolo adottato è in favore di sicurezza quello di trave appoggiata, la luce di calcolo che si adotta per tale scala è di 2.40 m. Le verifiche vengono condotte sulla striscia di un metro.

10.6.1 Analisi dei carichi

PERMANENTI

Soletta 20 cm; inclinazione 28°

Peso specifico del C.A. = 25.00 KN/m³

Peso delle solette = 25.00 x 0.20 / cos28° = 5.66 KN/m²

Peso gradini = 25.00 x 0.020 x 1 x 3.3 = 1.65 KN/m²

Carico totale permanenti strutturali → G_s = 7.31 KN/m²

Peso finitura in granito ≈ 2.00 KN/m²

Carico totale permanenti non strutturali → G = 2.00 KN/m²

VARIABILI

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 5 kN/m².

Carichi agenti sulla striscia di 1 m

$$g = 7.3 + 2.00 = 9.3 \text{ KN/m}$$

$$q = 5.00 \text{ KN/m}$$

10.6.2 Calcolo sollecitazioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_g \times g + \gamma_q \times q$$

In cui $\gamma_g = 1.3$

$$\gamma_q = 1.5$$

Per cui le sollecitazioni massime di progetto allo SLU sono:

Momento flettente $M_d = 1/8 \times Q \times l^2$

$$M_d = 1/8 \times (1.3 \times 9.3 + 1.5 \times 5.00) \times 2.40^2 = 14.10 \text{ KNm}$$

Taglio $V_d = Q \times l / 2$

$$V_d = (1.3 \times 9.3 + 1.5 \times 5.00) \times 2.40 / 2 = 23.51 \text{ KN}$$

Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili):

$$g + q$$

Per cui le sollecitazioni massime di progetto allo SLE sono:

Momento flettente $M_{es} = 1/8 \times Q \times l^2$

$$M_{es} = 1/8 \times (9.3 + 5.00) \times 2.40^2 = 10.30 \text{ KNm}$$

Taglio $V_{es} = Q \times l / 2$

$$V_{es} = (9.3 + 5.00) \times 2.40 / 2 = 15.30 \text{ KN}$$

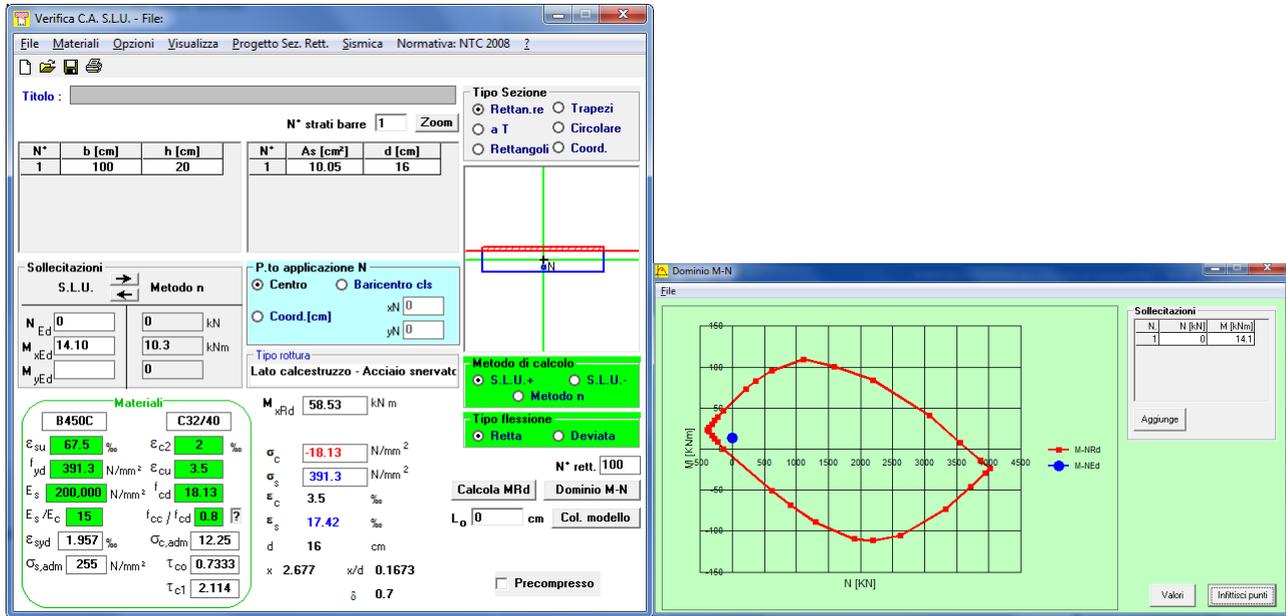
10.6.3 Verifica della sezione

DATI DELLA SEZIONE

$$H = 20 \text{ cm}$$

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

Verranno disposti al lembo teso $\rightarrow 5 \Phi 16$ aventi $A_a = 10.05 \text{ cm}^2$



		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	24
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	0
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	200
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diámetro delle barre longitudinali	ϕ		mm	16
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	40
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diámetro 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	0.00
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	152
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	1.005
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0, 02$	-	0.00661
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d) < 2}$	-	2.00000
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0, 035 k^{3/2} f_{ck}^{-1/2}$	MPa	0.560
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0, 15 \alpha_{cp}$	MPa	0.560
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \theta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\alpha_{cp} / f_{cd})$	-	1.000
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{rd}	$0, 18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.664
30	Taglio Resistente del cls non armato	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c} B d$	kN	101
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

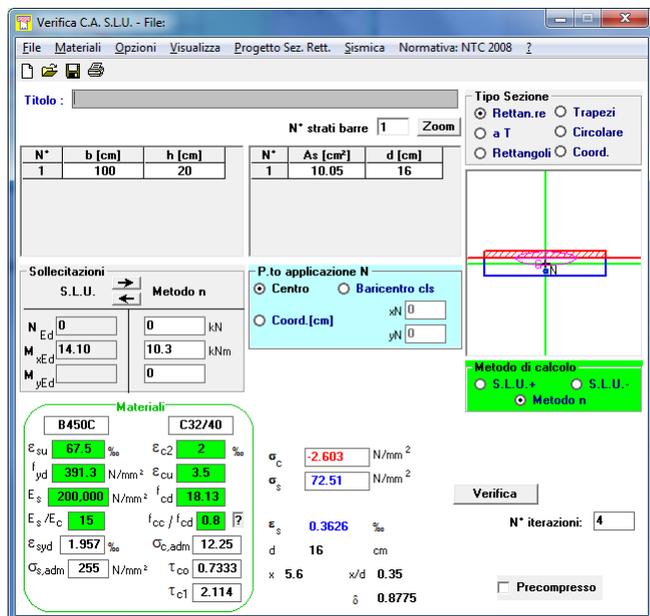
La sezione risulta verificata agli SLV anche in assenza di armatura a taglio

Per la verifica SLE

$$\sigma_c = 2.60 \text{ Mpa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 72.5 \text{ Mpa} < 337.5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 19.63 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 10.3 \text{ kNm}$



11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche al collasso non risultano necessarie. A questo riguardo si rileva che essendo la struttura lateralmente circondata dal rilevato ferroviario; uno SLU per raggiungimento del carico limite del complesso fondazione-terreni di imposta è impossibile, per la presenza proprio del rilevato ferroviario ai lati della struttura scatolare.