

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J94J17000040001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA BOLZANO - MERANO

REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI -
SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE

IDRAULICA

RELAZIONE DI CALCOLO VASCA DI LAMINAZIONE

SCALA:

-

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

NB 1 D 0 1 D 2 6 R H I D 0 0 0 2 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Technital	mag.-21	L. Santopietro <i>L. Santopietro</i>	mag.-21	C. Mazzocchi <i>Mazzocchi</i>	mag.-21	A. Perego mag.-21



File: NB1D01D26RHID0002003A.doc

Indice

1	Inquadramento	3
2	Documenti di riferimento e normativa	4
3	Descrizione dell'opera.....	5
3.1	Geometria vasca	5
4	Criteri progettuali.....	7
4.1	Vita nominale e classe d'uso.....	7
4.2	Analisi sismica	8
5	Materiali	8
5.1	Acciaio.....	8
5.1.1	Acciaio per armatura strutture c.a.....	8
5.2	Calcestruzzo.....	8
5.2.1	Magrone di riempimento e livellamento	8
5.2.2	Calcestruzzo sottovia a struttura scatolare	9
6	Caratterizzazione geotecnica	9
6.1	Terreno di fondazione.....	9
6.2	Terreno di rinfiacco.....	10
7	Dimensionamento vasca.....	10
7.1	Modellazione strutturale	10
8	Analisi dei carichi	10
8.1.1	Spinta sui piedritti.....	10
8.1.2	Spinta in presenza di sisma – Metodo di Wood	10
8.1.3	Spinta dell'acqua di falda	11
8.1.4	Peso proprio degli elementi strutturali	11
8.1.5	Carichi permanenti portati.....	11
8.1.6	Azioni variabili verticali	11
8.1.7	Azioni variabili orizzontali.....	12

8.1.8	Azioni sismiche	12
8.2	Combinazioni di carico	13
8.2.1	Coefficienti parziali e di combinazione	14
8.2.2	Stati limite ultimi	15
8.2.3	Stati limite d'esercizio	15
9	Modello di calcolo	16
10	Verifiche strutturali	17
10.1	Verifiche a flessione	17
10.1.1	Sezione minima	17
10.1.2	Sezione massima.....	20
10.2	Verifiche a taglio.....	22
10.2.1	Sezione minima	22
10.2.2	Sezione massima.....	25
10.3	Verifiche agli SLE.....	29
11	Incidenza di armatura	30

1 INQUADRAMENTO

Il Progetto del nuovo Tunnel del Virgolo a tre binari e lo spostamento del Bivio della linea Meranese, fa parte degli interventi individuati nell'Accordo Quadro sottoscritto da RFI e Provincia Autonoma di Bolzano – Alto Adige per l'implementazione della capacità dell'infrastruttura ferroviaria.

La realizzazione del tunnel del Virgolo a tre binari prevede la realizzazione del tratto di variante a tre binari per una lunghezza complessiva di circa 1,1 chilometri. La tratta ha origine al Km 148+529.86 della linea Verona-Brennero, poco prima del sottovia ferroviario di via Roma, e termina al Km 149+790.04, in corrispondenza del Ponte sul fiume Isarco.

La nuova sede ferroviaria a tre binari si sviluppa in parte in variante, con una galleria di lunghezza complessiva di poco superiore a 500 metri e in parte allo scoperto, dove, per la maggior parte dello sviluppo, risulta in affiancamento alla sede esistente. lo spostamento Bivio Meranese consiste nella demolizione delle comunicazioni esistenti per consentire l'accesso al nuovo deposito SAD dal binario della Meranese e la realizzazione di una nuova connessione con la linea per Merano al Km 147+400 LS.

La seguente figura mostra la localizzazione dell'intervento.



Figura 1 – Collocazione intervento

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO LINEA BOLZANO - MERANO: ADEGUAMENTO/INTEGRAZIONE PP 2013 REALIZZAZIONE NUOVO TUNNEL DEL VIRGOLO A 3 BINARI - SPOSTAMENTO BIVIO LINEA MERANESE</p>												
<p>ID00 - Relazione di calcolo vasca di laminazione</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1D</td> <td>01</td> <td>D26</td> <td>RHID0002004A</td> <td>A</td> <td>4 di 30</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1D	01	D26	RHID0002004A	A	4 di 30
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1D	01	D26	RHID0002004A	A	4 di 30								

Nell'ambito del Progetto del nuovo Tunnel del Virgolo a tre binari e spostamento del Bivio della linea Meranese, si inquadra la realizzazione del Sottopasso zona interclusa, oggetto della presente relazione. Alla progressiva 350+000.27 è previsto il sottovia in oggetto, al fine di accogliere la sede ferroviaria e garantire l'attraversamento stradale.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

- [1] Legge nr. 1086 del 05/11/1971 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- [2] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- [3] Circolare n.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [4] UNI 11104: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"
- [5] UNI EN 206-1:2014: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- [6] UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- [7] UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."
- [8] UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- [9] UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- [10] UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- [11] UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- [12] UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- [13] UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1: regole generali e regole per gli edifici".

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione tecnica è relativa ai calcoli statici, sismici e alle verifiche di sicurezza della vasca di laminazione.

La vasca è interamente realizzata in cemento armato gettato in opera.

L'opera presenta un ingombro in pianta di 11 x 4,3 m.

La sezione trasversale della vasca è di 4,3 x 2,65 m nella sezione più bassa e di 4,3 x 4,45 m nella sezione più alta, con traversi di spessore pari a 0,4 m, fondazione pari a 0,4 m e piedritti pari a 0,4 m. La quota massima del pelo libero rispetto all'estradosso della fondazione è di 1,5 m.

L'opera, localizzata attraverso le sue coordinate geografiche, è verificata per le azioni sismiche relative ad una vita nominale $V_N = 75$ anni, classe d'uso III ($C_U = 1.5$) e categoria di sottosuolo tipo B.

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo quanto previsto nel D.M. 17/01/2018.

Di seguito vengono riportate l'analisi dei carichi, il calcolo delle strutture e le relative verifiche. Per la descrizione dettagliata delle opere si rimanda agli elaborati grafici specifici.

3.1 Geometria vasca

Larghezza totale fondazione	L_{tot}	4,30 m
Larghezza totale traverso	L_{tot}	4,30 m
Larghezza netta della vasca	L_{int}	3,50 m
Spessore fondazione	S_f	0,40 m
Spessore traverso	S_s	0,40 m
Spessore piedritti	S_p	0,40 m
Altezza libera della vasca minima	$H_{int,min}$	2,25 m
Altezza libera della vasca massima	$H_{int,max}$	4,05 m
Altezza totale della vasca minima	$H_{tot,min}$	3,05 m
Altezza totale della vasca massima	$H_{tot,max}$	4,85 m
Lunghezza striscia di calcolo	b	1,00 m
Lunghezza totale	L	8,80 m

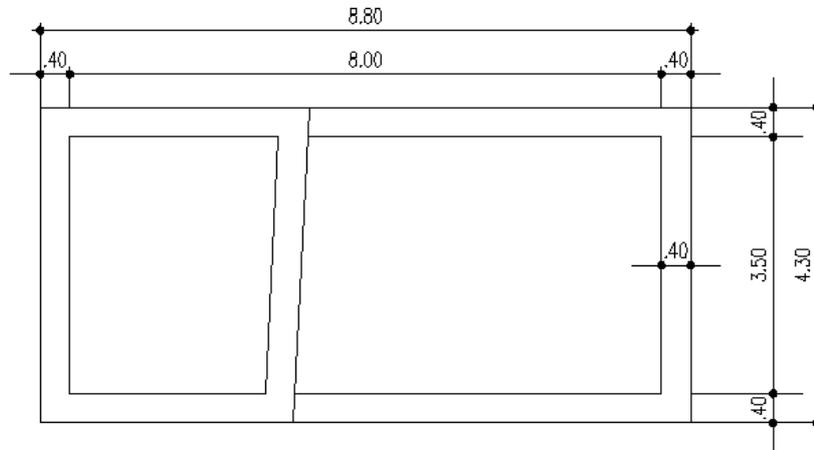


Figura 2 – Pianta vasca di laminazione

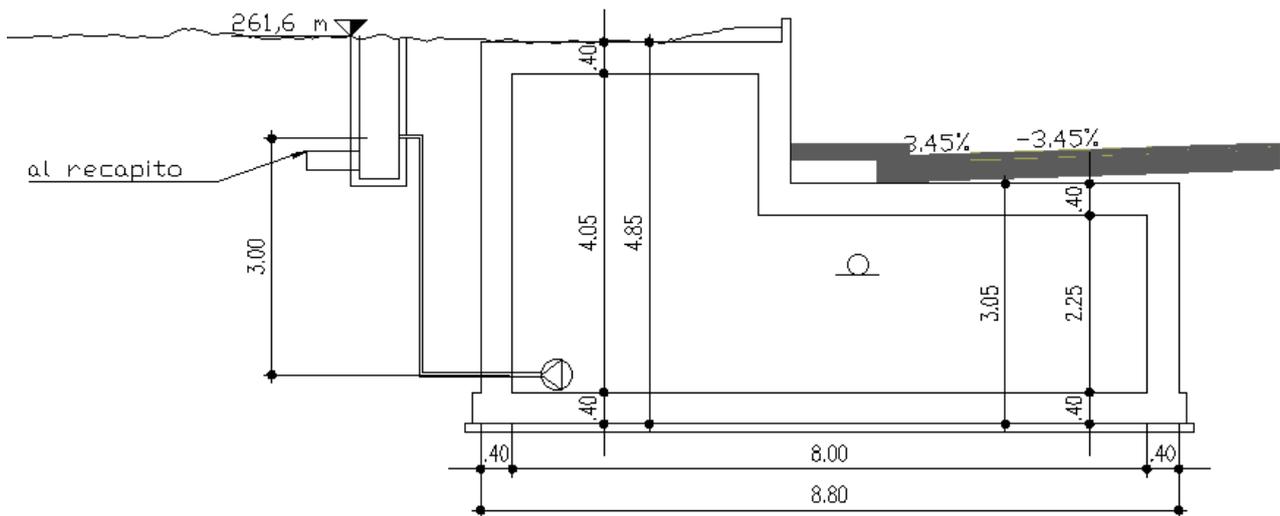


Figura 3 – Sezione longitudinale

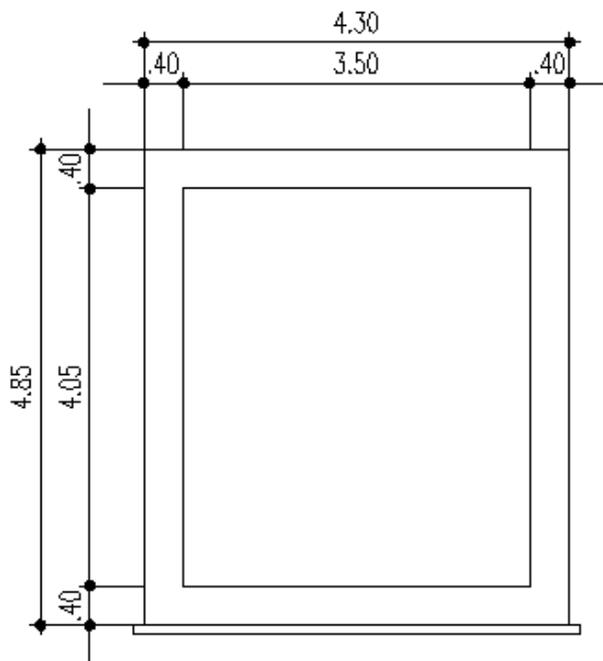


Figura 4 – Sezione trasversale massima

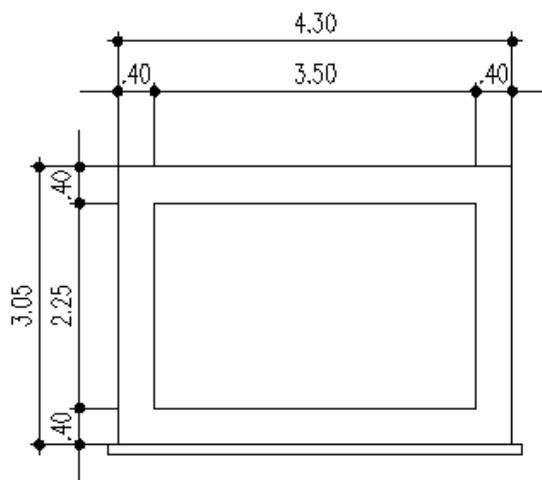


Figura 5 – Sezione trasversale minima

4 CRITERI PROGETTUALI

4.1 Vita nominale e classe d'uso

Altre opere nuove a velocità $V \leq 200$ km/h

Vita nominale

75 anni

Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria

Classe d'uso III

$C_u = 1,5$

4.2 Analisi sismica

Per la definizione dell'azione sismica, si sono ricavati i parametri per le due opere più distanti e si sono usati i valori massimi.

Valori parametri a_g , F_0 e T^*_c per i periodi di ritorno degli Stati Limite (spettri_NTC)

Stato limite	T_R [anni]	<i>Parametri</i>		
		a_g [g]	F_0	T^*_c [s]
SLO	68	0,028	2,500	0,203
SLD	113	0,033	2,492	0,245
SLV	1068	0,065	2,709	0,387
SLC	2193	0,077	2,802	0,421

Categoria del sottosuolo	B
Condizioni topografiche	T1
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1,2$
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	$C_c = 1,33$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1,0$

5 MATERIALI

5.1 Acciaio

5.1.1 Acciaio per armatura strutture c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabili, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ MPa
- Allungamento caratteristico: $\geq 7,5$ %
- Rapporto tensione di rottura/tensione di snervamento: $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$

5.2 Calcestruzzo

5.2.1 Magrone di riempimento e livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione: X0

5.2.2 Calcestruzzo sottovia a struttura scatolare

- | | |
|-----------------------------------|---------|
| - Classe di resistenza: | C30/37 |
| - Classe di esposizione: | XC3/XA1 |
| - Classe di consistenza: | S3 – S4 |
| - Dimensione massima dell'inerte: | 25 mm |
| - Copriferro minimo: | 50 mm |

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In riferimento al modello geotecnico del sottosuolo che caratterizza l'area di sedime del sottovia (v. NB1D01R26RGGE0000001) si definiscono i principali parametri fisico-meccanici dei terreni interagenti con l'opera.

In relazione alla sezione trasversale dell'opera si evince una stratigrafia con caratteristiche che entrano in gioco nel calcolo strutturale dello scatolare dal punto di vista dei carichi e dell'interazione terreno-struttura. Procedendo dal basso verso l'alto si hanno, nell'ordine:

- il terreno di fondazione;
- il terreno di rinfianco.

6.1 Terreno di fondazione

Deposito alluvionale ghiaioso – sabbioso

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi' = 38^\circ$
Modulo elastico	$E = 62 \text{ MPA}$
Costante di Winkler	$k = 6,81 \text{ kg/cm}^3 \text{ (681 kPa/cm)}$

La costante di Winkler è calcolata come segue:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2)B}$$

In cui B rappresenta la base della fondazione che, nel caso in esame, è considerata pari a 100 cm (il software analizza una striscia di scatolare lunga 1 m). Il coefficiente di Poisson, invece, è assunto pari a 0,3.

6.2 Terreno di rinfianco

Il terreno di rinfianco ha le seguenti caratteristiche:

Peso di volume	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi' = 30^\circ$
Costante di Winkler	$k = 0 \text{ kg/cm}^3$

7 DIMENSIONAMENTO VASCA

7.1 Modellazione strutturale

L'analisi è stata eseguita con l'ausilio del software di calcolo SCAT 14.

L'analisi strutturale è eseguita su una striscia di scatolare lunga 1 m.

Il terreno, sia di fondazione che di rinfianco è schematizzato secondo il modello di Winkler modificato (vengono eliminate, durante l'analisi al passo, le molle in trazione).

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1.1 Spinta sui piedritti

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo data l'impossibilità dell'opera di subire spostamenti.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

dove φ' rappresenta l'angolo d'attrito efficace interno del terreno di rinfianco.

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

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$
$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

8.1.2 Spinta in presenza di sisma – Metodo di Wood

Nel caso di strutture rigide, completamente vincolate in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\alpha = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

dove:

- H è l'altezza sulla quale agisce la spinta (il punto di applicazione va preso a metà altezza);
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica per categoria di sottosuolo tipo B;
- S_t è il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\beta_m = 1.00$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

8.1.3 Spinta dell'acqua di falda

In base alle informazioni contenute nel profilo geotecnico e ai risultati delle indagini, la presenza di falda non influisce ai fini dei calcoli.

8.1.4 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso degli elementi strutturali viene automaticamente calcolato dal software, dopo aver assegnato i pesi specifici dei materiali

Peso specifico calcestruzzo 25 kN/m³

8.1.5 Carichi permanenti portati

8.1.5.1 Sovrastrutturale stradale

Si considera una striscia di un metro (nella direzione dell'asse stradale).

Il pacchetto stradale è composto da strato di usura, strato di collegamento e base per dare la pendenza, con un'altezza massima, al di sopra della sezione minima della vasca, di 0,47 m.

Pacchetto stradale 0,47 m · 24 kN/m³ = 11,28 kN/m

Carichi da applicare sul traverso della sezione minima e sul terreno.

8.1.6 Azioni variabili verticali

8.1.6.1 Traffico stradale (Variabili da traffico)

In corrispondenza della sezione minima della vasca, si considera per il carico variabile da traffico un valore caratteristico di 20 kN/m².

Carico su 1 m **q_{vt} 20 kN/m**

Coefficienti di combinazione (Tab. 5.1.VI) (Considerando il caso dei carichi distribuiti per lo schema 1):

$$\psi_0 = 0,4$$

$$\psi_1 = 0,4$$

$$\psi_2 = 0$$

Da applicare sul traverso e sul terreno.

8.1.6.2 *Acqua*

All'interno della vasca, il pelo libero può raggiungere una quota massima di 1,5 m. Ciò comporta, considerando una striscia di scatolare di 1 m, un carico distribuito in fondazione pari a:

$$q_{\text{acqua}} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,50 \text{ m} = 14,72 \text{ kN/m}$$

Coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I) per carichi di categoria E:

$$\psi_0 = 1$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = 0,8$$

8.1.7 *Azioni variabili orizzontali*

8.1.7.1 *Acqua*

All'interno della vasca, il pelo libero può raggiungere una quota massima di 1,5 m. Ciò comporta, considerando una striscia di scatolare di 1 m, un carico distribuito triangolare sui piedritti, minimo a 1,5 m dalla base dei piedritti e massimo alla base, con valore pari a:

$$q_{\text{acqua}} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,50 \text{ m} = 14,72 \text{ kN/m}$$

Coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I) per carichi di categoria E:

$$\psi_0 = 1$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = 0,8$$

8.1.8 *Azioni sismiche*

Azioni sismiche (§5.2.2.8 NTC 2018)

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2. e al § 7.9.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti e considerando con un coefficiente $\psi_2 = 0,2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ferroviario.

Le forze sismiche sono date dalle seguenti relazioni:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \cdot W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \cdot W$$

Dove W rappresenta le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

Coefficiente sismico orizzontale $k_h = a_{\max} / g$

Coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$

Dove $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$.

Il valore di a_g è riportato al §5.4.

8.2 Combinazioni di carico

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

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore caratteristico amplificato, gli altri con il loro valore raro amplificato.

- Combinazione caratteristica, cosiddetta **rara**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili e, nel caso in esame, anche per la verifica a fessurazione (§2.5.1.8.3.2.4 del Manuale di Progettazione Opere Civili Parte II, Sezione 2– RFI):

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore caratteristico, gli altri con il loro valore raro.

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

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore frequente, gli altri con il loro valore quasi permanente.

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

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

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

- 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 l'azione sismica è:

$$E = \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$$

$$\text{Oppure } E = \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_x$$

Con E_x componente orizzontale e E_y componente verticale

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle **masse** associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nota: nella valutazione degli effetti dell'azione sismica, per i carichi variabili ferroviari $\psi_2 = 0,2$, per quelli stradali $\psi_2 = 0$.

8.2.1 Coefficienti parziali e di combinazione

Di seguito si riportano i coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici, rispettivamente come da Tab. 2.6.I e Tab. 6.2.II.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLLI

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. 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 parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Di seguito si riportano i coefficienti di combinazione come da Tab. 2.5.I e Tab. 5.2. VII.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

8.2.2 Stati limite ultimi

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

1. SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

2. SLU di tipo geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'*Approccio 1*, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

8.2.3 Stati limite d'esercizio

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

9 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 rinfiacco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, \mathbf{K}_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura \mathbf{K} . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali \mathbf{p} .

Indicando con \mathbf{u} il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti \mathbf{u}

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Figura 6 – Modello strutturale

Area ed inerzia elementi

Elemento	Area [cm²]	Inerzia [cm⁴]
Fondazione	4000	533333.33
Piedritto sinistro	4000	533333.33
Piedritto destro	4000	533333.33
Traverso	4000	533333.33

10 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche saranno condotte per due sezioni, definite come di seguito:

Dimensione	Sezione minima	Sezione massima
Altezza	2,65 m	4,45 m
Larghezza	4,30 m	4,30 m
Spessore elementi	0,40 m	0,40 m

10.1 Verifiche a flessione

10.1.1 Sezione minima

È stata analizzata una sezione di dimensioni 1 m x 0,40 m per i piedritti, per il traverso e per la fondazione. Le sezioni sono armate sulla base delle sollecitazioni flessionali di involucro riportate in figura.

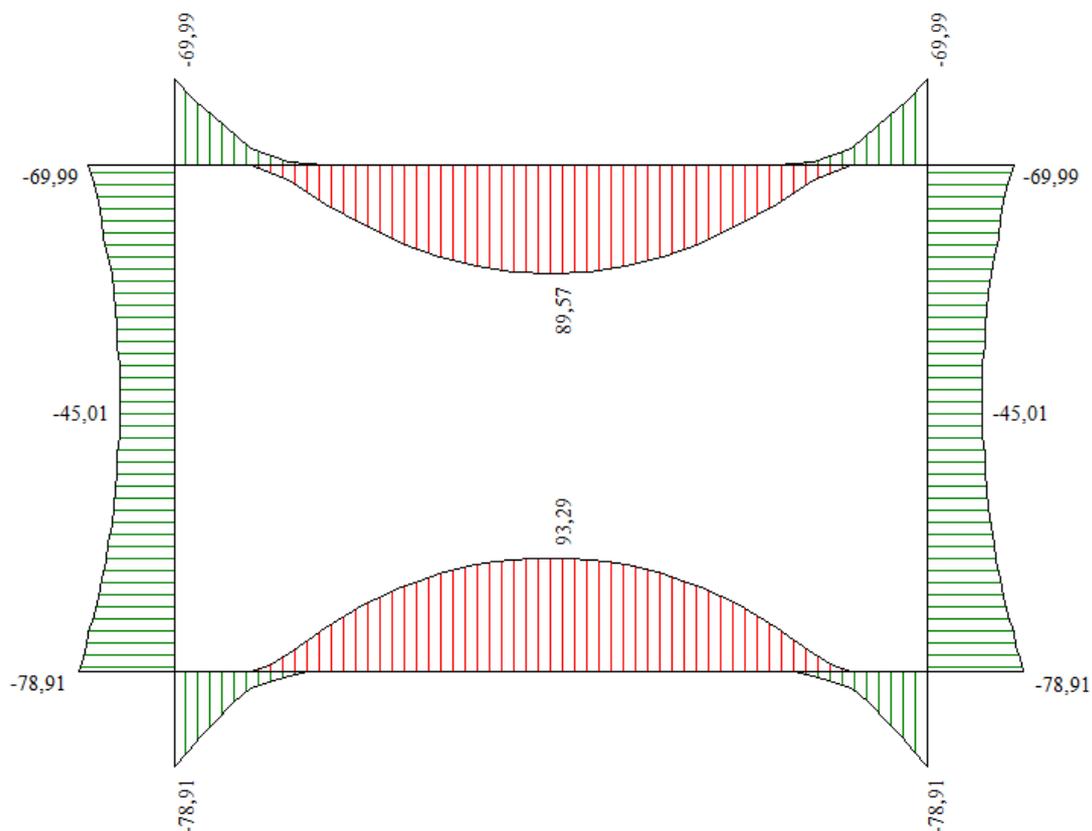


Figura 7 – Sezione minima – Diagramma del momento flettente – Involuppo allo SLU

Di seguito sono riportate le armature per i diversi elementi:

Elemento	Armatura superiore	Armatura inferiore
Fondazione	5 Φ 20/m	5 Φ 20/m
Piedritto sinistro	5 Φ 20/m	5 Φ 20/m
Piedritto destro	5 Φ 20/m	5 Φ 20/m
Traverso	5 Φ 20/m	5 Φ 20/m

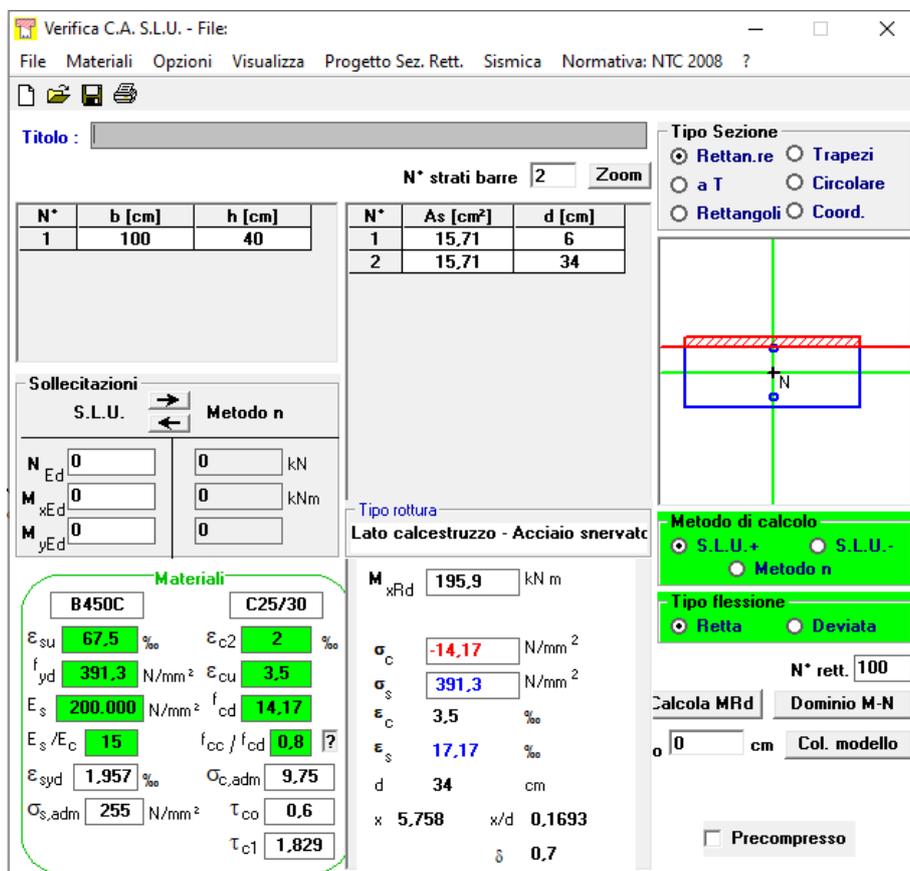


Figura 8 – Momento resistente della sezione degli elementi

Momento resistente

Sezione 100 x 40 cm 195,9 kN · m

L'armatura di ripartizione è, per tutti gli elementi, costituita dal 25% dell'area di armatura a flessione:

Elemento	25% Armatura flessione	Armatura di ripartizione
Fondazione	3,9275 cm²	Φ12/25 (4,52 cm²)
Piedritto sinistro	3,9275 cm²	Φ12/25 (4,52 cm²)
Piedritto destro	3,9275 cm²	Φ12/25 (4,52 cm²)
Traverso	3,9275 cm²	Φ12/25 (4,52 cm²)

Si prevedono inoltre in tutti gli elementi un numero di legature pari a 10Φ8/m².

10.1.2 Sezione massima

È stata analizzata una sezione di dimensioni 1m x 0.40m per i piedritti, per il traverso e per la fondazione. Le sezioni sono armate sulla base delle sollecitazioni flessionali di involucro riportate in figura.

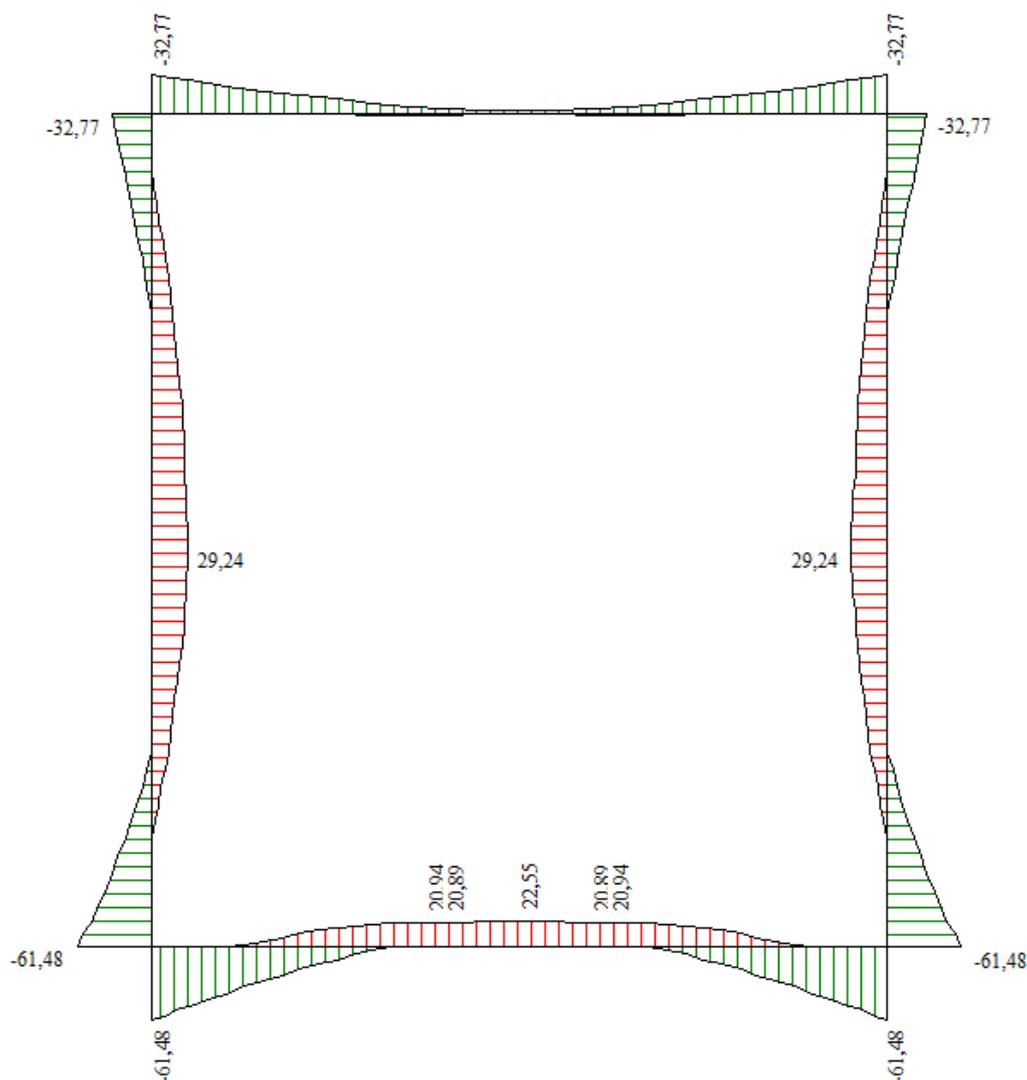


Figura 9 – Sezione massima – Diagramma momenti flettenti – Involucro allo SLU

Di seguito sono riportate le armature per i diversi elementi:

Elemento	Armatura superiore	Armatura inferiore
Fondazione	5Φ20/m	5Φ20/m
Piedritto sinistro	5Φ20/m	5Φ20/m
Piedritto destro	5Φ20/m	5Φ20/m
Traverso	5Φ20/m	5Φ20/m

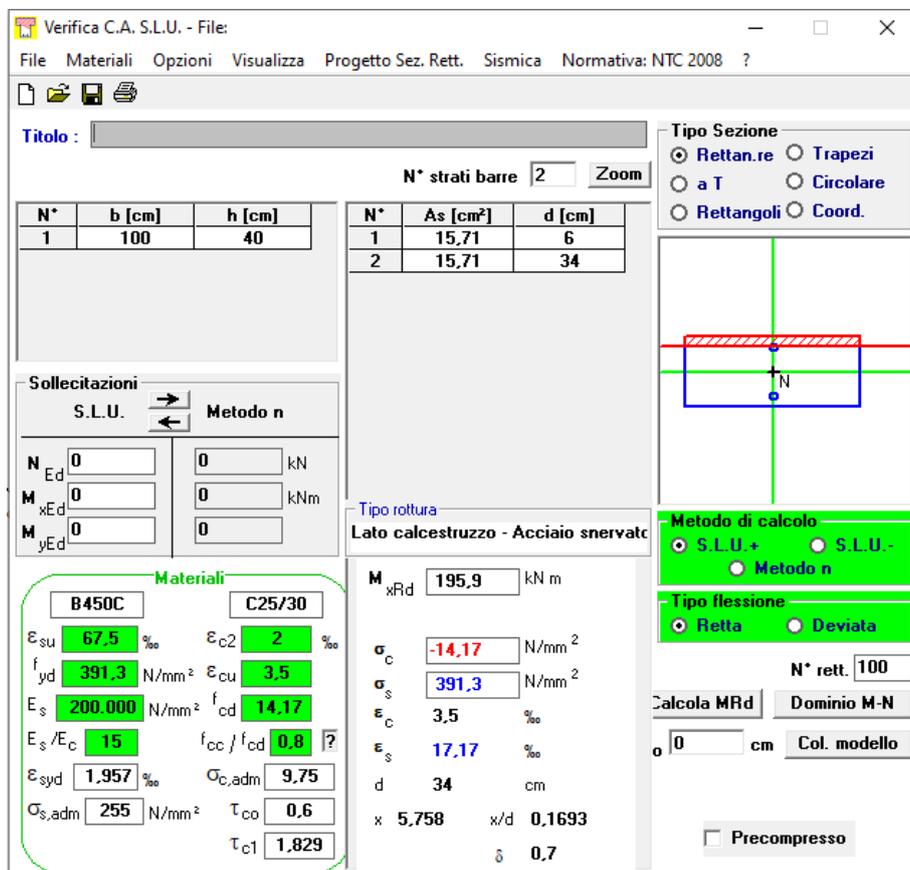


Figura 10 – Momento resistente della sezione degli elementi

Momento resistente

Sezione 100 x 40 cm 195,9 kN · m

L'armatura di ripartizione è, per tutti gli elementi, costituita dal 25% dell'area di armatura a flessione:

Elemento	25% Armatura flessione	Armatura di ripartizione
Fondazione	3,9275 cm ²	Φ12/25 (4,52 cm ²)
Piedritto sinistro	3,9275 cm ²	Φ12/25 (4,52 cm ²)
Piedritto destro	3,9275 cm ²	Φ12/25 (4,52 cm ²)
Traverso	3,9275 cm ²	Φ12/25 (4,52 cm ²)

Si prevedono inoltre in tutti gli elementi un numero di legature pari a 10Φ8/m².

10.2 Verifiche a taglio

10.2.1 Sezione minima

L'armatura a taglio è stata calcolata sulla base delle sollecitazioni taglianti di involucro riportate in figura.

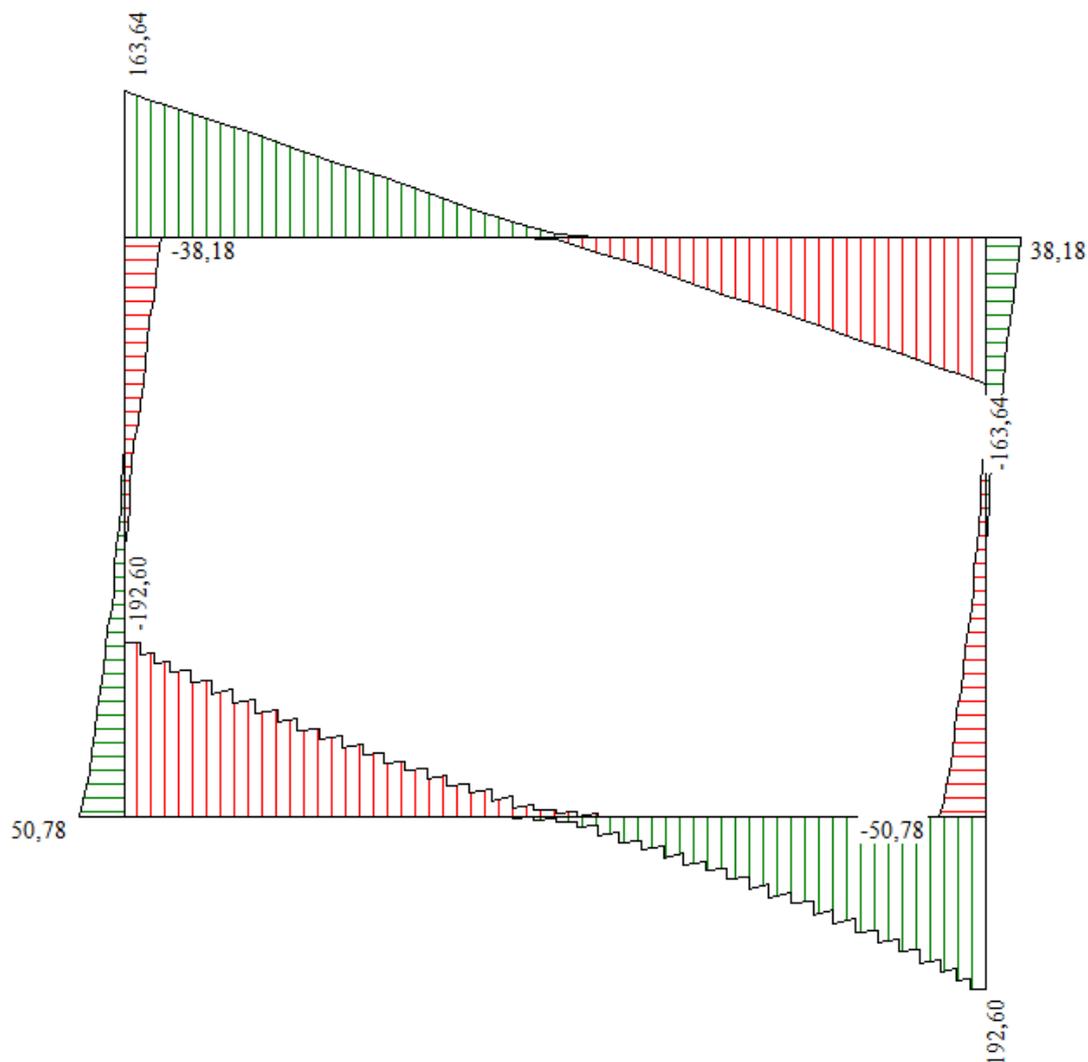


Figura 11 – Diagramma taglio – Involucro allo SLU

10.2.1.1 Fondazione

La fondazione è armata con staffe a 2 bracci/m costituite da $\Phi 16/50$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
sen α	1	

$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	
A_{sw1}	Ø16/50	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)
A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	229.43 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	229.43 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 229.43 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 192.60$ kN).

10.2.1.2 Piedritti

I piedritti sono armati con staffe a 4 bracci/m costituite da Ø16/100. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen } \alpha$	1	
$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	
A_{sw1}	Ø16/100	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)

A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	114.72 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	114.72 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 139.45 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 50.78$ kN).

10.2.1.3 Traverso

Il traverso è armato con staffe a 4 bracci/m costituite da $\Phi 16/50$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen } \alpha$	1	
$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	
A_{sw1}	$\Phi 16/50$	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)
A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	229.43 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)

α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	229.43 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 229.43 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 163.64$ kN)

10.2.2 Sezione massima

L'armatura a taglio è stata calcolata sulla base delle sollecitazioni taglianti di involucro riportate in figura.

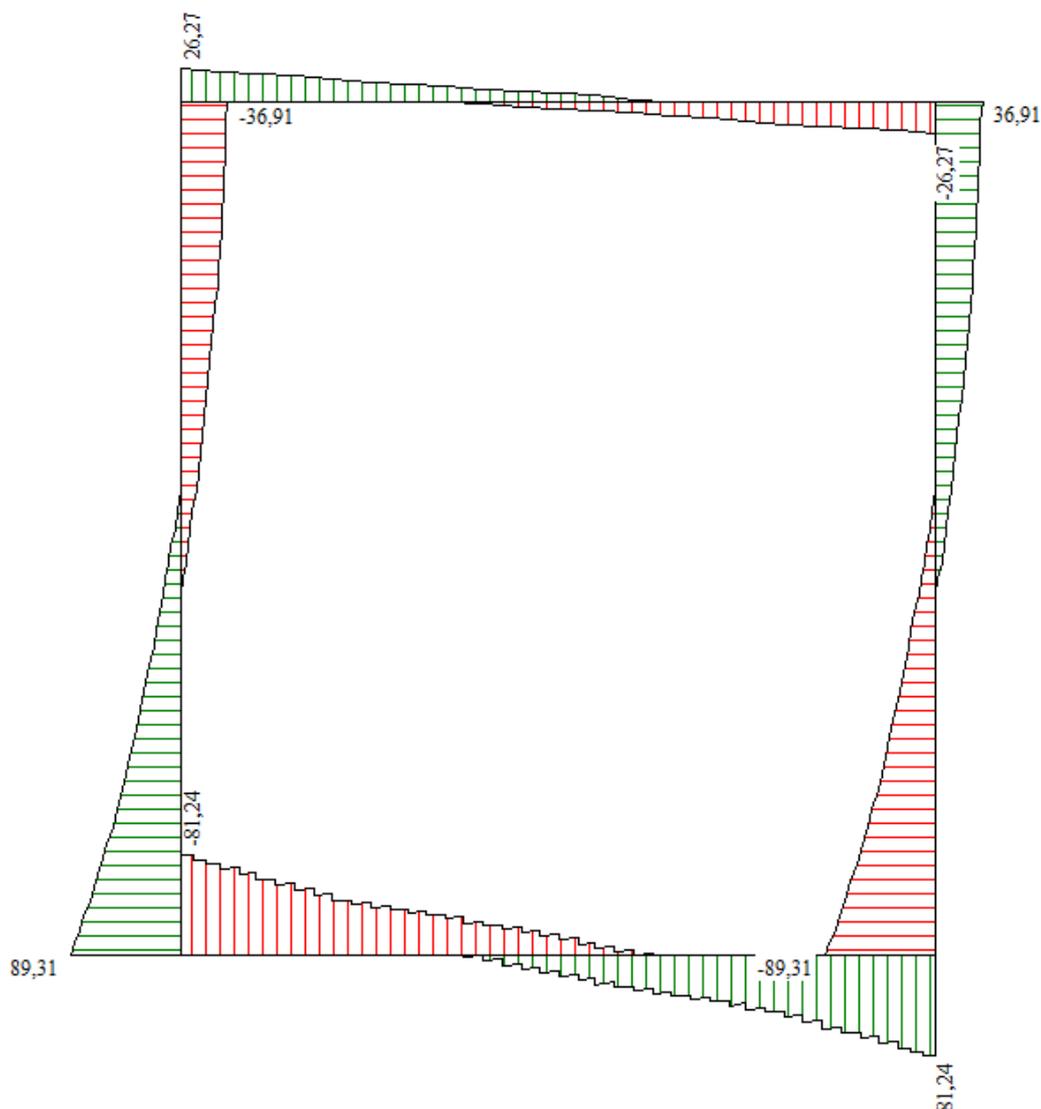


Figura 12 – Sezione massima – Diagramma taglio – Involuppo allo SLU

10.2.2.1 Fondazione

La fondazione è armata con staffe a 2 bracci/m costituite da $\Phi 16/100$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen } \alpha$	1	
$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	

A_{sw1}	Ø16/100	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)
A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	114.72 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	114.72 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 114.72 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 81.24$ kN).

10.2.2.2 Piedritti

I piedritti sono armati con staffe a 2 bracci/m costituite da Ø16/100. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen } \alpha$	1	
$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	
A_{sw1}	Ø16/100	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)
A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)

V_{Rsd}	114.72 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	114.72 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 114.72 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 75.41$ kN).

10.2.2.3 Traverso

Il traverso è armato con staffe a 2 bracci/m costituite da $\Phi 16/100$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

b_w	1000 mm	(larghezza minima della sezione)
d	324 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen } \alpha$	1	
$\text{ctg } \alpha$	0	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg } \theta$	2.5	
A_{sw1}	$\Phi 16/100$	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	2	(numero di braccia)
A_{sw}	402 mm ²	(area armatura trasversale)
$A_{sw/s}$	0.402 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	114.72 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	17 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)

f_{cd}	8.5 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	854.65 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	114.72 kN	(resistenza a taglio)

$V_{Rcd} > V_{Rsd} \Rightarrow$ La resistenza a taglio della sezione corrisponde alla resistenza di calcolo a taglio trazione.

Verifica a taglio soddisfatta.

Essendo il taglio resistente pari a 139.45 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 30.05$ kN)

10.3 Verifiche agli SLE

Per le verifiche agli SLE, rimandando ai tabulati di calcolo per maggiori approfondimenti, di seguito si riporta il principio utilizzato per lo stato limite di fessurazione.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo, tra quelle riportate nel prospetto 4.1 dell'EN UNI 206, la XC3-XA1.

Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali *Aggressive* come desumibile dalla Tab.4.1.III (§4.1.2.2.4.2 NTC 2018).

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Inoltre la struttura è realizzata con c.a. ordinario e si utilizza pertanto un'armatura definita poco sensibile.

A seguito delle condizioni di seguito riassunte:

- Combinazione rara;
- Armatura poco sensibile;
- Ambiente aggressivo,

bisogna verificare che:

$w \leq w_2$ Combinazione frequente

$w \leq w_1$ Combinazione quasi permanente

Come indicato in Tab. 4.1.IV delle NTC 2018

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

In entrambe le combinazioni di carico, w_k risulta nullo sia per la sezione minima che per la massima, quindi le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte.

11 INCIDENZA DI ARMATURA

Incidenza sezione minima 120 kg/m³

Incidenza sezione massima 110 kg/m³