

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

INTERFERENZE IDRAULICHE

Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 2.0X2.5 - IN08,IN09

SCALA:

-

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

RR0H 01 D 13 CL IN0000 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	A. Caporinella	15 MARZO 2018	T. PACIETTI	15 MARZO 2018	15 MARZO 2018



File: RR0H01D13CLIN0000004A.doc

n. Elab.

300

INDICE

1	PREMESSA	6
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA	7
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
2.3	SOFTWARE.....	7
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	8
3.1	TOMBINI 2 x 2.5.....	8
4	MATERIALI	10
4.1	ACCIAIO	10
4.1.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.....</i>	<i>10</i>
4.2	CALCESTRUZZO	10
4.2.1	<i>Calcestruzzo magro e getto di livellamento.....</i>	<i>10</i>
4.2.2	<i>Calcestruzzo tombini scatolari (compresi muri d'ala).....</i>	<i>10</i>
5	CRITERI PROGETTUALI.....	11
5.1	VELOCITÀ DI PROGETTO DELLA LINEA.....	11
5.2	CATEGORIA DI LINEA	11
5.3	VITA NOMINALE.....	11
5.4	CLASSE D'USO	11
5.5	AZIONE SISMICA.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
7	DIMENSIONAMENTO SCATOLARE "TRATTO FERROVIA"	14
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	14
7.2	INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE	15
7.3	EFFETTI DINAMICI.....	15

7.4	ANALISI DEI CARICHI.....	18
7.4.1	Peso proprio (PP).....	18
7.4.2	Permanenti portati (PERM).....	18
7.4.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX).....	19
7.4.4	Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (ACCM)	21
7.4.5	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario (SPACCSX e SPACCDX).....	23
7.4.6	Frenatura e avviamento (AVV).....	24
7.4.7	Serpeggio	25
7.4.8	Azione termiche (TERM).....	25
7.4.9	Ritiro (RITIRO)	25
7.4.10	Azione Sismica.....	27
7.5	COMBINAZIONI DI CARICO	31
7.5.1	Coefficienti di combinazione	31
7.5.2	Combinazioni SLU/SLV/SLE	35
7.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	37
7.6.1	Risultati Analisi Strutturali	37
7.7	VERIFICHE STRUTTURALI	39
7.7.1	Soletta Superiore.....	39
7.7.2	Piedritti	41
7.7.3	Soletta Inferiore	44
7.7.4	Verifica allo SLE: Fessurazione	46
7.8	VERIFICHE GEOTECNICHE	50
8	DIMENSIONAMENTO SCATOLARE "TRATTO RILEVATO"	51
8.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	51
8.2	INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE	52

8.3	ANALISI DEI CARICHI.....	53
8.3.1	Peso proprio (PP).....	53
8.3.2	Permanenti portati (PERM).....	53
8.3.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX).....	54
8.3.4	Azione termiche (TERM).....	56
8.3.5	Ritiro (RITIRO)	56
8.3.6	Azione Sismica.....	56
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	60
8.4.1	Coefficienti di combinazione.....	60
8.4.2	Combinazioni SLU/SLV/SLE	62
8.5	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	64
8.5.1	Risultati Analisi Strutturali	64
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI	66
8.6.1	Soletta Superiore.....	66
8.6.2	Piedritti	68
8.6.3	Soletta Inferiore	71
8.6.4	Verifica allo SLE: Fessurazione	73
9	VERIFICA POZZETTI VERTICALI.....	84
9.1	POZZETTO VERTICALE N°1.....	84
9.1.1	Analisi dei carichi	84
9.1.2	Modellazione e calcolo delle sollecitazioni	84
9.1.3	Verifica agli SLU	85
9.1.4	Verifica agli SLE.....	86
9.2	POZZETTO VERTICALE N°2.....	89
9.2.1	Analisi dei carichi	89



PROGETTO DEFINITIVO

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
VARIANTE BAULADU**

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 – IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	5 di 95

9.2.2	Modellazione e calcolo delle sollecitazioni	89
9.2.3	Verifica agli SLU	90
9.2.4	Verifica agli SLE	91
10	INCIDENZA ARMATURA	94
10.1	SCATOLARE "TRATTO FERROVIA"	94
10.2	SCATOLARE "TRATTO RILEVATO"	94
10.3	POZZETTI VERTICALI	95

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche dei tombini ferroviari scatolari tipo 2 x 2.5 m della Variante Bauladu, nell'ambito della progettazione definitiva dell'itinerario San Gavino – Sassari – Olbia. I manufatti in oggetto sono costituiti da tombini scatolari in c.a. di larghezza netta **2 m** e altezza netta di **2.5 m**, le cui dimensioni di progetto derivano dallo studio idraulico delle portate ad essi afferenti. I piedritti e la soletta di fondazione hanno spessore pari a 0.30 m, così come la soletta di copertura.

La Tabella 1-1 riassume le varie tipologie di tombini che interferiscono con la variante Bauladu. In verde è evidenziata l'opera calcolata nella presente relazione, mentre in giallo sono evidenziate le opere assimilabili a quella calcolata.



In particolare, si procede al calcolo del tombino ferroviario tipo 2 x 2.5 m ubicato alla seguente progressiva:

- IN08 Progressiva km 6+053.43



L'opera oggetto del calcolo è assimilabile alle seguenti opere:

- IN09 Progressiva km 6+110.00

TABELLA 1-1: TOMBINI TRATTA BAULADU

TOMBINO	PROGRESSIVA	TIPOLOGIA		DIMENSIONI	
		FERROVIARIO	STRADALE	CIRCOLARE	SCATOLARE
IN01	0+475.00				2 x 2 m
IN03	1+020.13				2 x 2 m
IN08	6+053.43				2 x 2.5 m
IN09	6+110.00				2 x 2.5 m
IN10	7+300.00			D1500 mm	
IN12	8+334.16				2 x 2 m
IN02	0+910.70			D400 mm	
IN04	0+005.00			D1000 mm	
IN05	0+007.50			D1000 mm	
IN06	0+212.50			D1500 mm	
IN07	0+325.00				2 x 2 m
IN11	0+945.75			D500 mm	

LEGENDA:

-  Opera calcolata nella presente relazione
-  Opera assimilabile a quella calcolata

Per la descrizione delle opere si veda il punto 3 della presente relazione.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- Ref. 1 RR0H01D13RBOC0001001A - Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto;
- Ref. 2 RR0H01D13F6OC0001001A - Profilo geotecnico di linea – Tav 1 di 4;
- Ref. 3 RR0H01D13F6OC0001002A - Profilo geotecnico di linea – Tav 2 di 4;
- Ref. 4 RR0H01D13F6OC0001003A - Profilo geotecnico di linea – Tav 3 di 4;
- Ref. 5 RR0H01D13F6OC0001004A - Profilo geotecnico di linea – Tav 4 di 4;
- Ref. 6 RR0H01D13PZIN0800001A - IN08 - Pianta, profilo e sezioni di carpenteria e scavi - Tav. 1 di 2;
- Ref. 7 RR0H01D13PZIN0800002A - IN08 - Pianta, profilo e sezioni di carpenteria e scavi - Tav. 2 di 2;
- Ref. 8 RR0H01D13PZIN09000011A - IN09 - Pianta, profilo e sezioni di carpenteria e scavi;
- Ref. 9 RR0H01D13TTOC0000001A - Tabella materiali e Note generali.

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- Ref. 10 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norma Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 11 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ref. 12 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ref. 13 - RFI DTC SI MA IFS 001 A – "Manuale di progettazione delle opere civili"
- Ref. 14 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- Ref. 15 - UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Ref. 16 - UNI EN 1991-2:2003/AC:2010: EUROCODICE 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

2.3 SOFTWARE

- Ref. 17 - SAP2000, Computers and Structures Inc., versione 2017, version 19.2.1

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

3.1 TOMBINI 2 X 2.5

Il tombino è costituito da manufatti scatolari in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni esterne 2.60 x 3.10 m e dimensioni interne 2 x 2.5 m, di cui si riporta in Figura una sezione longitudinale e trasversale tipologica. Per i dettagli delle carpenterie dei manufatti si rimanda all'elaborato grafico specifico:

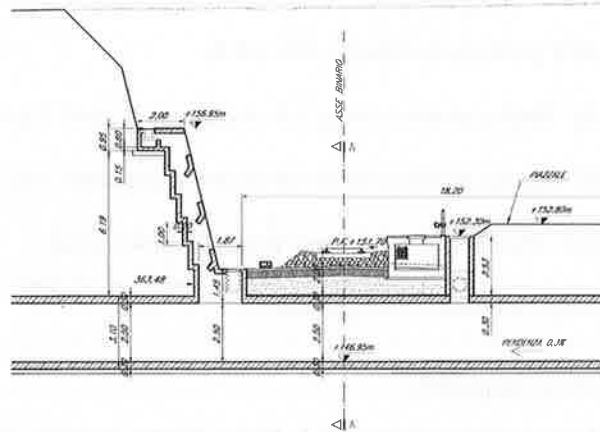


FIGURA 3-1: SEZIONE LONGITUDINALE TIPOLOGICA

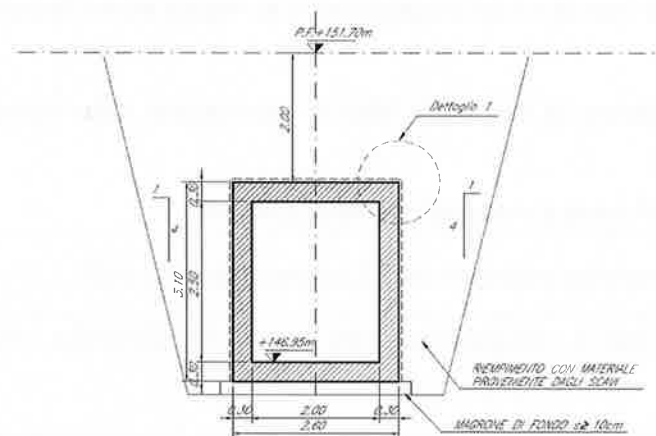


FIGURA 3-2: SEZIONE TRASVERSALE TIPOLOGICA

Nel seguito verrà esaminata una striscia di tombino avente lunghezza di 1.00 m in due sezioni diverse:

- Una sezione in corrispondenza dell'asse binario (Sezione A-A in Figura 3-1), rappresentativa del tratto di tombino al di sotto della ferrovia (d'ora in avanti "Tratto ferrovia");
- Una sezione in corrispondenza dell'altezza massima del rilevato rappresentato in Figura 3-1, rappresentativa dello sviluppo del tombino al di sotto del rilevato (d'ora in avanti "Tratto rilevato").

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 – IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	9 di 95

Le caratteristiche geometriche del manufatto nel **“Tratto ferrovia”** sono le seguenti:

Spessore medio del ballast+armamento	H_b	0.80 m
Spessore sovrizzo curva	H_{sv}	0.00 m
Spessore traversina+rotaie	H_{tb}	0.35 m
Spessore del sub ballast	H_{sb}	0.12 m
Spessore del supercompattato	H_{sc}	0.30 m
Spessore massetto impermeabilizzante	H_m	0.00 m
Spessore del rinterro	H_r	0.80 m
Larghezza traversa	L_t	2.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	2.60 m
Larghezza netta	L_{int}	2.00 m
Spessore fondazione	S_f	0.30 m
Spessore soletta sup.	S_s	0.30 m
Spessore piedritti	S_p	0.30 m
Spessore finitura soletta superiore	S_{fs}	0.00 m
Altezza libera	H_{int}	2.50 m
Altezza totale	H_{tot}	3.10 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m

Le caratteristiche geometriche del manufatto nel **“Tratto rilevato”** sono le seguenti:

Spessore del rinterro	H_r	11.70 m
Larghezza traversa	L_t	0.00 m
Larghezza totale	L_{tot}	2.60 m
Larghezza netta	L_{int}	2.00 m
Spessore fondazione	S_f	0.30 m
Spessore soletta sup.	S_s	0.30 m
Spessore piedritti	S_p	0.30 m
Spessore finitura soletta superiore	S_{fs}	0.00 m
Altezza libera	H_{int}	2.50 m
Altezza totale	H_{tot}	3.10 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m

4 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 ACCIAIO

4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, 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: ≥ 7.5 %
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

4.2 CALCESTRUZZO

4.2.1 Calcestruzzo magro e getto di livellamento

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

4.2.2 Calcestruzzo tombini scatolari (compresi muri d'ala)

- Classe di resistenza: C30/37
- classe di consistenza: S3 - S4
- classe di esposizione: XA1
- dimensione massima dell'inerte: $D_{max} = 25$ mm
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 50$ mm

5 CRITERI PROGETTUALI

I dati di base della linea ferroviaria oggetto del presente progetto definitivo sono riassunti di seguito:

5.1 VELOCITÀ DI PROGETTO DELLA LINEA

La velocità di progetto della linea ferroviaria mono binario in oggetto è di 140 km/h.

5.2 CATEGORIA DI LINEA

La categoria di linea prevista è la D4.

Categorie di linee

Categoria (1)	Massa per asse	Massa per metro corrente
A	16 t	5,0 t/m
B ₁	18 t	5,0 t/m
B ₂	18 t	6,4 t/m
C ₂	20 t (2)	6,4 t/m
C ₃	20 t (2)	7,2 t/m
C ₄	20 t (2)	8,0 t/m
D ₂	22,5 t	6,4 t/m
D ₃	22,5 t	7,2 t/m
D ₄	22,5 t	8,0 t/m
E ₅	25,0 t	8,8 t/m

5.3 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'opera viene classificata come "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ km/h". Secondo quanto riportato in Ref. 13 al §2.5.1.1.1., la vita nominale è pari a 75 anni.

5.4 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Ref. 13 al §2.5.1.1.2

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

FIGURA 5-1: CLASSI E COEFFICIENTI D'USO PER LE INFRASTRUTTURE FERROVIARIE

L'opera appartiene alla classe d'uso II e pertanto il relativo coefficiente d'uso risulta pari a: 1,00

5.5 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che è ricavato, per ciascun tipo di opera, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.0 = 75$ anni.

L'opera in esame è collocata in Sardegna.

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2008 di cui al Ref. 10 assumendo in generale:

- Vita nominale: $V_N = 75$ anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- Categoria di suolo: A
- Categoria topografica: T1
- Stato limite da considerarsi: SLV
- Tempo di ritorno: $T_R = 712$ anni

Il calcolo dei parametri sismici relativi alla sardegna può essere condotto in accordo con l'allegato A e B delle NTC 2008, Tabella 2 di cui al Ref. 10. Il calcolo dei parametri sismici, per il tempo di ritorno di 712 anni, è ottenuto per interpolazione dei parametri relativi ai tempi di ritorno 475 anni e 975 anni, sulla base della relazione 2 nell'allegato A del Ref. 10.

Calcolo a_g Sardegna

$T_R = 712$ anni Tempo di ritorno

$a_g = 0.0556$ g

$F_0 = 2.94$ g

$T_R = 475$ anni Tempo di ritorno di riferimento 1

$a_g = 0.0500$ g

$F_0 = 2.88$ -

$T_R = 975$ anni Tempo di ritorno di riferimento 2

$a_g = 0.0603$ g

$F_0 = 2.98$ -

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lungo tutto il tracciato si ha la presenza di rocce del tipo Basalti e Andesiti, superficialmente affiorano le formazioni rocciose e localmente sono presenti depositi e coltri di alterazione delle formazioni litoidi (per maggiori dettagli vedasi la relazione geotecnica di cui al Ref. 1).

Nell'ambito delle formazioni rocciose di cui sopra sulla base dei sondaggi e delle prove sismiche si è individuata una fascia superficiale di roccia alterata, di spessore variabile, avente caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde della formazione rocciosa. Questa fascia superficiale corrispondente alla parte alta delle delle formazioni rocciose di substrato.

Si osserva che in generale, lungo tutto il tracciato, anche in corrispondenza di formazioni rocciose affioranti, è stata considerata la presenza di una fascia più superficiale fortemente alterata e allentata, corrispondente alla "struttura disintegrata", avente uno spessore medio pari a 2.5 metri, i cui valori dei parametri meccanici coincidono con quelli delle unità geotecniche più superficiali.

Ai fini del dimensionamento strutturale dello scatolare si assumono prudenzialmente per il terreno di fondazione i parametri di seguito riportati corrispondenti ad un terreno sciolto superficiale:

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 30^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo elastico	$E' = 25 \text{ MPa}$

Inoltre, il rinterro del tombino nel "Tratto ferrovia" avverrà con terreno da rilevato ferroviario/terreno di riporto lungo tutta l'altezza del manufatto del tombino. Per le caratteristiche dei rilevati ferroviari e del terreno imbarcato e di riporto, si assumono i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 38^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$

Invece, il rinterro del tombino nel "Tratto rilevato" avverrà con un terreno per il quale si assumono prudenzialmente i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 35^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$

La falda è profonda per cui non interagisce con l'opera.

7 DIMENSIONAMENTO SCATOLARE “TRATTO FERROVIA”

7.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione strutturale è stata condotta con l’ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, il SAP 2000 (Ref. 17).

L’analisi strutturale è effettuata su una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler, per simulare l’interazione terreno-struttura. Più precisamente, l’opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta superiore: Sezione 100 x 30 cmq

Piedritti: Sezione 100 x 30 cmq

Soletta inferiore: Sezione 100 x 30 cmq

Affinché la modellazione della struttura dia risultati soddisfacenti il passo massimo della suddivisione interna in elementi finiti è stato fissato in 0.25 m. Per tenere correttamente in conto gli effetti di sovrapposizione tra elementi strutturali in corrispondenza dei nodi di intersezione, è stata assegnata alle aste la funzione “End Offsets” in grado di tenere precisamente in conto la sovrapposizione tra elementi intersecanti. La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

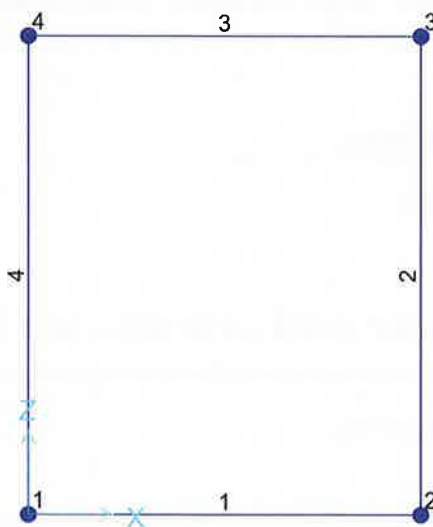


FIGURA 7-1: MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E NUMERAZIONE DEI NODI

7.2 INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno sono riportate al punto 6. Per la determinazione della costante di sottofondo alla Winkler si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$k_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t]$$

dove:

E = modulo elastico medio del terreno sottostante il tombino (media su un'altezza pari a 2B);

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

B = lato minore della fondazione;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L= lato maggiore della fondazione):

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{rettangolare con } L/B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L/B) \quad \text{rettangolare con } L/B > 10$$

Di seguito è riportato il calcolo della rigidezza delle molle nel modello di calcolo k che sono applicate sia in direzione verticale che in direzione orizzontale:

Calcolo rigidezza molle modello di calcolo

E	25 MPa	modulo elastico del terreno
ν	0.3	coeff. di Poisson
B	2.6 m	larghezza fondazione
L	263.5 m	lato maggiore della fondazione
L/B	101.35	fattore di forma (Interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960)
c_t	2.902	
Ks	3641 kN/mc	
	kN/mq/	
k	3641 m	

7.3 EFFETTI DINAMICI

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture dell'opera dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Nella progettazione delle opere ferroviarie gli effetti di amplificazione dinamica dei carichi da traffico ferroviario devono valutarsi alternativamente nei seguenti modi:

- Tramite un'analisi statica, moltiplicando le azioni dei modelli di carico previsti in Ref. 10, Ref. 13 e Ref. 16 per il coefficiente dinamico ϕ e il coefficiente di adattamento α , definito nel Ref. 10;
- Tramite analisi dinamica

I requisiti per determinare se è richiesta una analisi statica o dinamica sono indicati in Ref. 16. In particolare, si fa riferimento al diagramma di flusso come dal punto 6.4.4 del Ref. 16, riportato in Figura 7-2, dove:

- V è la massima velocità della linea [km/h];
- L è la luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a L_ϕ "lunghezza caratteristica" per ponti continui [m]
- n è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz];
- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

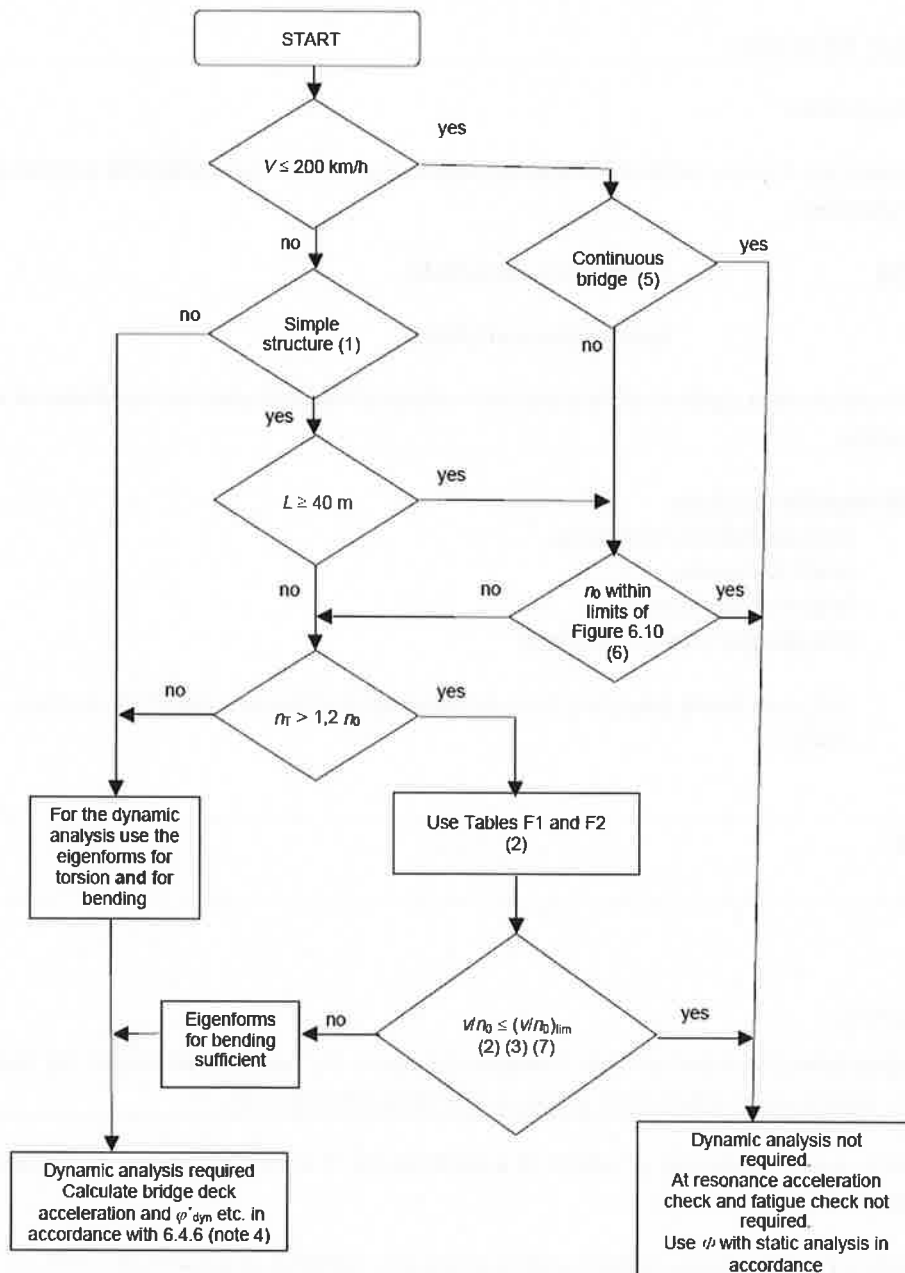


FIGURA 7-2: DIAGRAMMA DI FLUSSO PER DETERMINARE SE L'ANALISI DINAMICA È NECESSARIA



PROGETTO DEFINITIVO

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
VARIANTE BAULADU**

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 – IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	17 di 95

Siccome la velocità massima della linea è pari a 140 km/h e lo scatolare può essere assimilato ad un ponte continuo, l'analisi dinamica non è necessaria.

7.4 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

L'analisi dei carichi viene svolta considerando le azioni previste nel Ref. 10 e nel Ref. 13 (in particolare al §3.12.1.2.2. e nella Parte II - Sezione 2 "Ponti e Strutture").

7.4.1 *Peso proprio (PP)*

Il carico delle strutture in c.a. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc. Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

7.4.2 *Permanenti portati (PERM)*

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti sulla soletta superiore:

Carichi permanenti soletta superiore

Ballast e armamento:	0.8 m x 18.00 kN/mc =	14.40 kN/mq
Sovralzo per linee in curva:	0 m x 20.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Sub-ballast:	0.12 m x 20.00 kN/mc =	2.40 kN/mq
Supercompattato:	0.3 m x 20.00 kN/mc =	6.00 kN/mq
Massetto impermeabilizzante:	0 m x 25.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Rinterro:	0.8 m x 20.00 kN/mc =	16.00 kN/mq

 2.02 m

 38.8 kN/m/m

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto, in quanto la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto.

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto: $38.80 * (0.30/2) = 5.82 \text{ kN}$

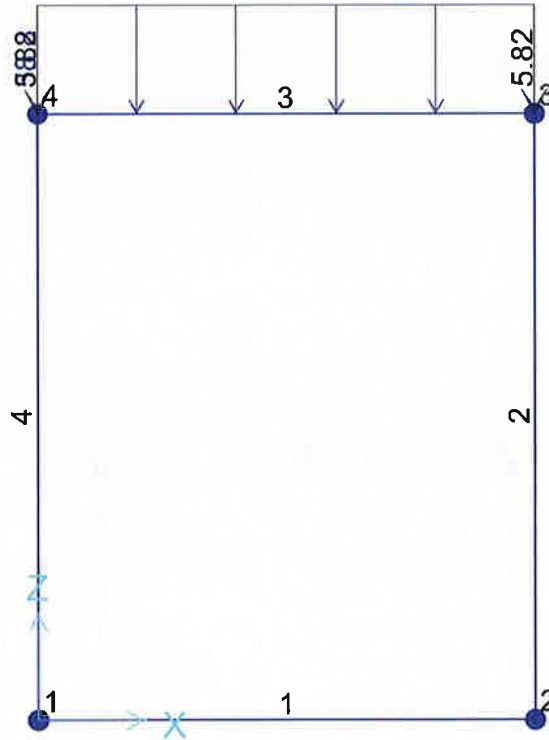


FIGURA 7-3: CARICHI PERMANENTI (PERM)

7.4.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

A tergo dei ritti si è provveduto ad applicare un diagramma di spinta trapezoidale simulante la spinta del terreno laterale dovuta al peso proprio del terreno stesso. Le spinte sui piedritti in fase statica devono essere determinate applicando il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \phi'$, dove ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti (Ref. 13, §3.12.1.2.2)

Considerato che il rinterro dell'opera avverrà con terreno da rilevato ferroviario/terreno di riporto, si assumono i seguenti parametri fisico-meccanici: $\phi' = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, lungo tutta l'altezza del tombino. Il livello della falda è al di sotto del piano di imposta della fondazione del manufatto.

Valori di progetto allo SLU/SLE

$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$ peso di volume rinterro
 $\phi' = 38^\circ$ angolo di attrito del rinterro
 $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione efficace

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

In più, viene aggiunta la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore, come carico concentrato nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 4 (per la SPTDX).

Pertanto alle diverse quote risulta:

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Coeff. di spinta in quiete	$K_0=1-\text{sen}\varphi'$	0.38434 [-]
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	P1 =	14.91 kN/mq
Spinta asse soletta superiore	P2 =	16.07 kN/mq
Spinta asse soletta inferiore	P3 =	37.59 kN/mq
Spinta alla quota di intradosso sol. Inf.	P4 =	38.74 kN/mq
Spinta semispessore sol. sup.	F1 =	2.32 kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2 =	5.72 kN/m

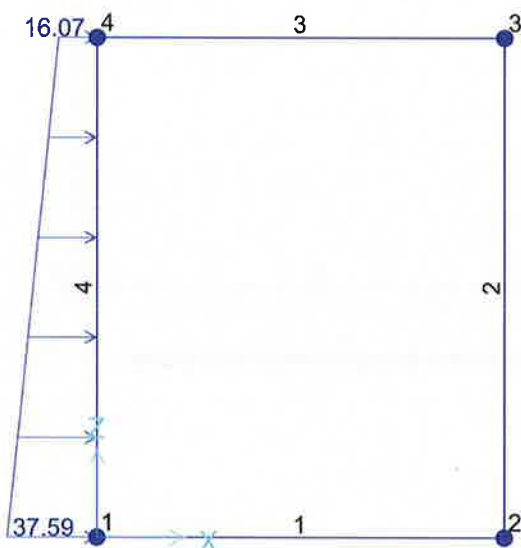


FIGURA 7-4: CARICO CONCENTRATO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

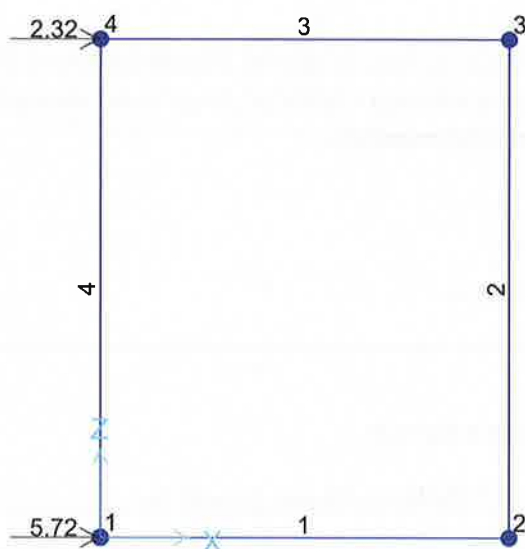


FIGURA 7-5: CARICO DISTRIBUITO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

I carichi applicati sono rappresentati in Figura 7-4 e Figura 7-5, nel caso della SPTSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPTDX, ma con segno opposto.

Le spinte del terreno di rinfiaccio vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata. In aggiunta si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti (per ulteriori dettagli si rimanda al paragrafo 7.5)

7.4.4 Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (ACCM)

Per quanto concerne il sovraccarico ferroviario, si considera il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 e il carico verticale dovuto al treno LM71. In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71. Esso verrà uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta di copertura. Secondo quanto riportato al Ref. 10, i carichi da traffico ferroviario devono essere incrementati da un coefficiente di adattamento α e di amplificazione dinamica Φ . Il calcolo di quest'ultimo è dettagliato nel seguente paragrafo.

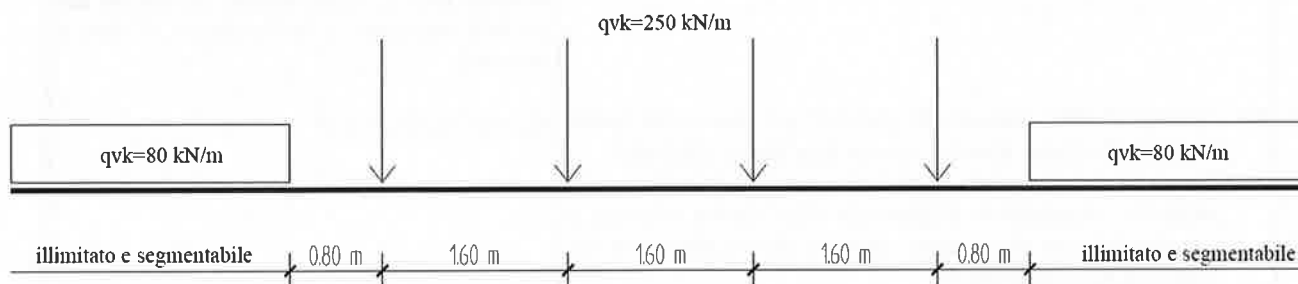


FIGURA 7-6: TRENO LM71

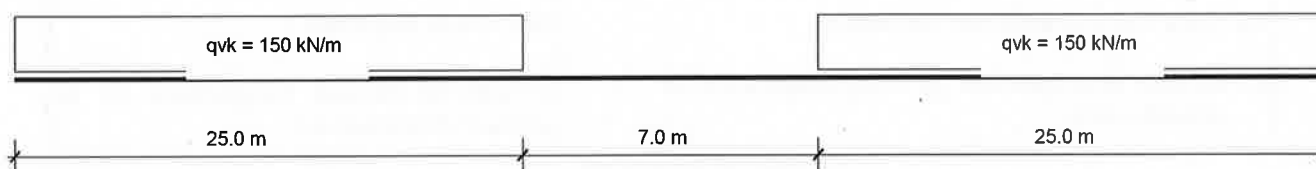


FIGURA 7-7: TRENO SW/2

COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al §2.5.1.4.2 del Ref. 13 al punto 6.4.5.2 del Ref. 16 e al Ref. 10.

Poiché risulta:

$$H_{int} < 5 \text{ m}$$

$$L_{int} < 8 \text{ m}$$

Si assume $\Phi=1.35$ per linee a ridotto standard manutentivo, come specificato a in Tab. 5.2.II del Ref. 10 al punto 5.4 (Figura 7-8).

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ dove: n = 2 - 3 - 4 - ≥ 5 k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5
	5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a piú luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o piú binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

FIGURA 7-8: CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA CARATTERISTICA (TAB. 5.2.II NTC 2008)
CARICO VERTICALE SULLA SOLETTA DI COPERTURA

I sovraccarichi ferroviari (LM71 e SW2) si distribuiscono attraverso il ricoprimento con una pendenza 1 a 4 all'interno del ballast, con la pendenza a ϕ' nel sub-ballast, super compattato, rinterro e 45° all'interno del CLS (§5.2.2.3.1.4 Ref. 10), per cui la diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_d = L_t + 2 \cdot ((H_b - H_{tb}) / 4 + (H_{sb} + H_{sc} + H_r) \cdot \tan(\phi') + S_s / 2) = 4.26 \text{ m}$$

Pertanto il carico ripartito a metro di profondità dovuto al treno LM 71 (considerando il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$ e il coefficiente dinamico $\Phi_3 = 1.35$) risulta:

**Carico verticale sulla soletta di copertura ACCM
LM71**

Lunghezza caratteristica per coeff. Din.	L_Φ	3.2933 m
Standard manutentivo (elevato/ridotto):		ridotto
Coefficiente dinamico	Φ	1.35
Coefficiente di adattamento	α	1.1
Larghezza traversa	L_t	2.4 m
Impronta di carico longitudinale	$L_{d,l}$	6.4 m
Impronta di carico trasversale	L_d	4.26 m

Q_{vk} - Forze concentrate

Carico Q_{vk} (totale)	1000 kN
Carico Q_{vk} (ripartito) = $[1000/L_{d,l}] * \alpha * \Phi / L_d$	54.45 kN/mq

q_{vk} - Carico distribuito

Carico q_{vk}	80 kN/m
Carico q_{vk} (ripartito) = $80 * \alpha * \Phi / L_d$	27.88 kN/mq

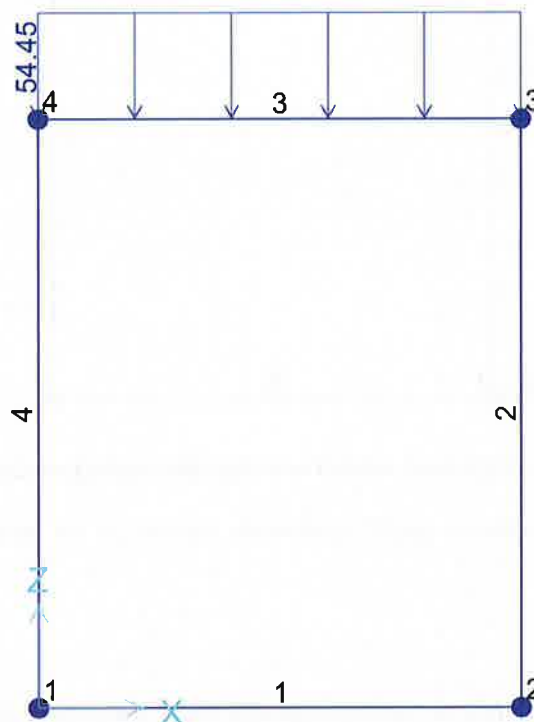


FIGURA 7-9: SOVRACCARICO FERROVIARIO (ACCM)

7.4.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario (SPACCSX e SPACCDX)

Si considera la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo del rilevato ipotizzando un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è comunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

Tale sovraspinta è dovuta al passaggio di un convoglio LM71 ed è applicata ai piedritti con un diagramma di spinta rettangolare e due forze concentrate nei nodi 1e 3 (SPACCSX) o 2 e 4 (SPACCDX) aventi modulo pari alla risultante della spinta nel semispessore della soletta superiore ed inferiore. I carichi applicati risultano pari a:

Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

LM71

Carico distribuito (80 kN/m) $(80 \cdot \alpha / L_d) \cdot K_0 = 7.94 \text{ kN/mq}$

Carico ripartito equivalente alle forze concentrate $[1000/L_{d,i}] \cdot \alpha / L_d = 15.50 \text{ kN/mq}$

Spinta semispessore soletta superiore: 2.33 kN

Spinta semispessore soletta inferiore: 2.33 kN

Essi sono illustrati nella Figura 7-10 , nel caso della SPTSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPTDX, ma con segno opposto.

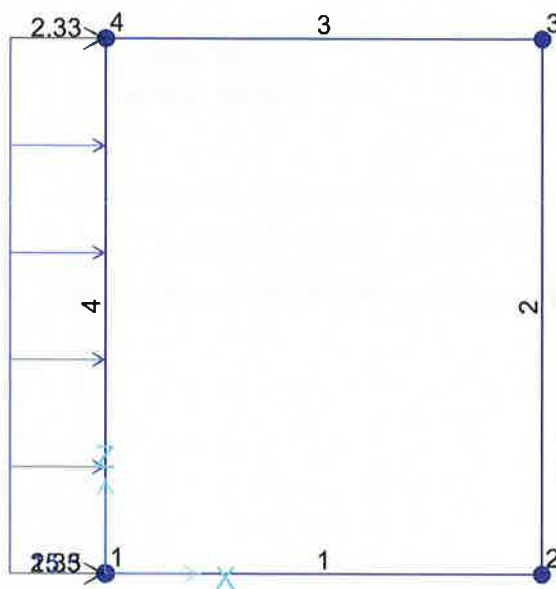


FIGURA 7-10: SOVRASPINTA DOVUTA AL CARICO FERROVIARIO (SPACCSX)

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e su entrambi i piedritti.

7.4.6 Frenatura e avviamento (AVV)

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m, mentre quella di avviamento del modello LM71 è di 33 kN/m. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si avrà:

$$Q1ak = 33/Ld = 33/4.26 = 7.74 \text{ kN/mq}$$

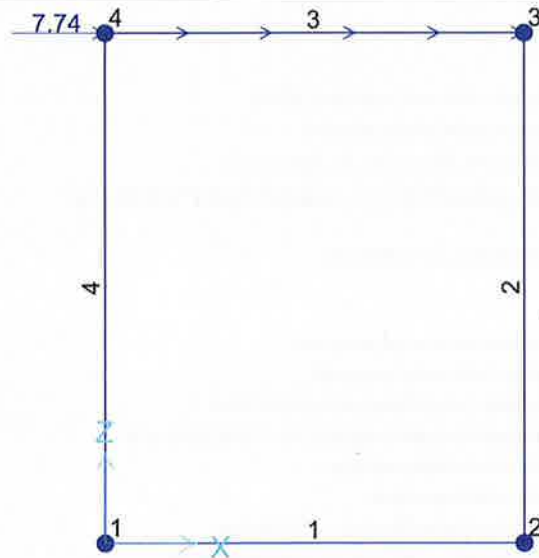


FIGURA 7-11: AZIONE DA FRENATURA/AVVIAMENTO (AVV)

7.4.7 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha>1$), ma non per il coefficiente Φ . Nel caso in esame, il serpeggio viene trascurato in quanto è un'azione che agisce lungo lo sviluppo longitudinale dello scatolare e non in senso trasversale.

7.4.8 Azione termiche (TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t=\pm 15^{\circ}\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t=\pm 5^{\circ}\text{C}$. Nel caso in cui la distanza tra piano ferro ed estradosso opera sia maggiore di **1.5 m** è possibile trascurare gli effetti delle variazioni termiche (§3.12.1.2.2 del Ref. 13). Pertanto, nel caso in esame, vengono trascurati gli effetti delle variazioni termiche.

7.4.9 Ritiro (RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nel Ref. 15 e nel Ref. 10. I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro, pari a $\Delta T_{equivalent}=-10.0^{\circ}\text{C}$.

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
 2.0x2.5 - IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	26 di 95

Viscosità e ritiro (EC2-UNI EN 1992-1-1, NTC2008)
Caratteristiche del c.a. a tempo zero

R_{ck}	=	37	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica C32/40
f_{ck}	=	30	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
f_{cm}	=	38	[MPa]	Resistenza cilindrica media del calcestruzzo
$E_{cm}=22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	32837	[MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo (Table 3.1 EN 1992-1-1)
cement class	=	N	[-]	
E_s	=	210000	[MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio

Tempo e ambiente

A_c	=	0.3	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	1	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	600	[mm]	Dimensione convenzionale per calcolo ritiro
k_h	=	0.7	[-]	Coefficiente dipendente da h_0 (Table 3.3 EN 1992-1-1)
RH	=	75	[%]	Umidità relativa dell'ambiente
RH ₀	=	100	[%]	Umidità relativa massima
t	=	25550	[days]	Età del calcestruzzo 70 years = 70x365 days
t_s	=	2	[days]	Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro igrometrico
t_0	=	28	[days]	Età del calcestruzzo al momento della messa in carico

Coefficiente di viscosità e modulo elastico del calcestruzzo a tempo "t"

φ_{RH}	=	1.275	[-]	Coefficiente per l'effetto dell'umidità relativa (Formula B.3a/B.3b EN 1992-1-1)
α_1	=	0.944	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_2	=	0.984	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_3	=	0.960	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
$\beta(f_{cm})$	=	2.725	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.4 EN 1992-1-1)
β_H	=	1275.0	[-]	Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimension convenzionale h_0 (Formula B.8a/B.8b EN 1992-1-1)
$\beta_c(t, t_0)$	=	0.9855	[-]	Coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo (Formula B.7 EN 1992-1-1)
α	=	0	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.1 EN 1992-1-1)
t_T	=	28.00	[days]	Formula B.10 EN 1992-1-1
$t_{0,mod}$	=	28.00	[days]	Età del calcestruzzo modificata (Formula B.9 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.488	[-]	Formula B.5 EN 1992-1-1 con $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.6976	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi(t_0) \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.673	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	12285	[MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per effetto della viscosità

Deformazione e ritiro

$\epsilon_{ca,\infty}$	=	0.00005	[%]	Deformazione da ritiro autogeno (Formula 3.12 EN 1992-1-1)
$\beta_{as}(t)$	=	1	[-]	Variation nel tempo del ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.13 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca,\infty}$	=	5E-05	[%]	Ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.11 EN 1992-1-1)
f_{cm0}	=	10	[MPa]	Coefficiente di resistenza del calcestruzzo
α_{sd1}	=	4	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
α_{sd2}	=	0.12	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
β_{RH}	=	0.89609375	[-]	Formula B.12 EN 1992-1-1
$\epsilon_{cd,0}$	=	0.000319	[-]	Formula B.11 EN 1992-1-2
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.977507	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0}$	=	0.000218	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	=	0.00026802	[-]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	26.8	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	10.0	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità

7.4.10 Azione Sismica

L'effetto della dell'azione sismica sull'opera in oggetto è valutato mediante 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 .

FORZE INERZIALI ASSOCIATE AL SISMA (SISMA_H/ SISMA_V)

Secondo le indicazioni riportate al §3.12.1.2.2 del Ref. 13, può essere trascurata la forza d'inerzia agente sulla fondazione, mentre le forze d'inerzia della metà superiore dei piedritti possono essere riportate in corrispondenza del solettone superiore.

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 è il peso dell'elemento strutturale considerato.

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

$$G1 + G2 + \psi_2 j Qkj$$

Dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_2 j = 0,2$.

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

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove $a_{max} = S_s \times S_t \times a_g$. Il calcolo del valore di a_g è riportato al punto 5.5. Di seguito sono riportati i calcoli dei coefficienti sismici orizzontali e verticali.

Caratterizzazione dell'azione sismica

$V_N =$	75 anni	vita nominale
Cl.uso	ii -	classe d'uso
$C_U =$	1 -	coeff. d'uso
$V_R =$	75 anni	periodo di riferimento
$a_g =$	0.0556 g	accelerazione in sito
Terreno	Tipo A	
$F_0 =$	2.94 -	
$S_s =$	1 -	Coeff. di amplificazione stratigrafica
$S_t =$	1 -	Coeff. di amplificazione topografica
$a_{max} =$	0.056 g	accelerazione massima ($S_s \times S_t \times a_g$)
$k_h =$	0.056 -	coeff. sismico orizzontale (a_{max}/g)
$k_v =$	0.028 +/-	coeff. sismico verticale ($0.5 \times a_{max}/g$)

Le forze inerziali associate al sisma risultano pertanto:

Soletta superiore

Carico variabile LM71 totale agente	104.9 kN/m
Carico variabile SW/2 totale agente	91.5 kN/m
LM71	104.9 kN/m

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	0.42 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	2.16 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.51 kN/mq

Forza orizzontale totale (F'h) **3.08 kN/mq**

Sisma verticale (SISMA_V)

Azione inerziale peso proprio	0.21 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	1.08 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.27 kN/mq

Forza verticale totale (F'v) **1.56 kN/mq**

Piedritti

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	0.42 kN/mq
-------------------------------	------------

Forza orizzontale totale (F''h) **0.42 kN/mq**

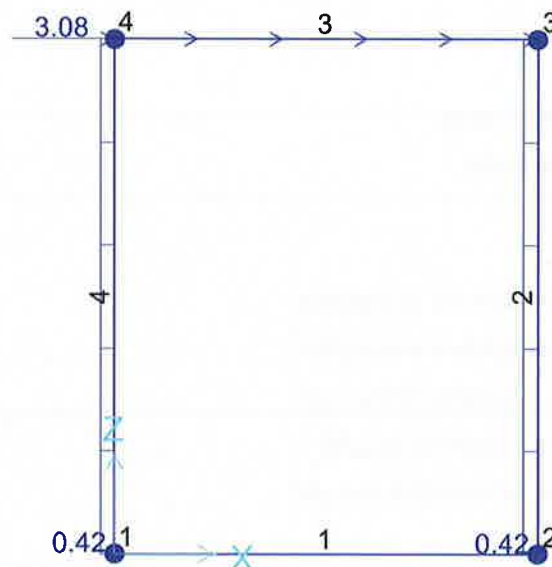
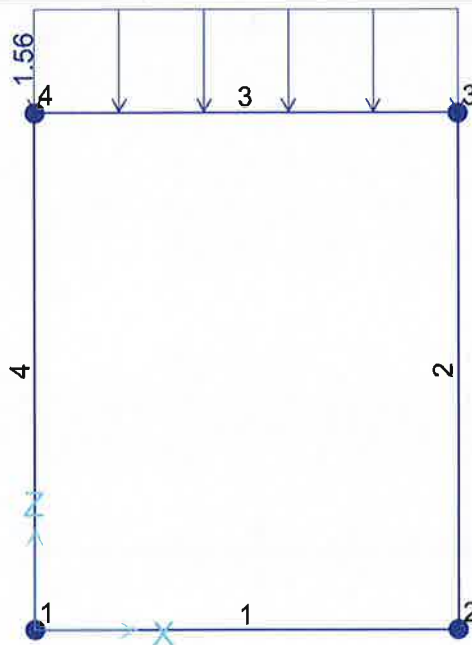


FIGURA 7-12: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA ORIZZONTALE (SISMA_H)


FIGURA 7-13: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA VERTICALE (SISMA_V)
SPINTA SISMICA TERRENO SPSPDX E SPSSX

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2.$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera. Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSPDX e SPSSX)

Risultante della spinta sismica	$\Delta S_{s,e,dx} = a_{max}/g \cdot \gamma_t (H_{int} + S_s + S_f)^2$	10.68 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_{s,e,dx} = \Delta S_{s,e,dx} / H$	3.81 kN/mq

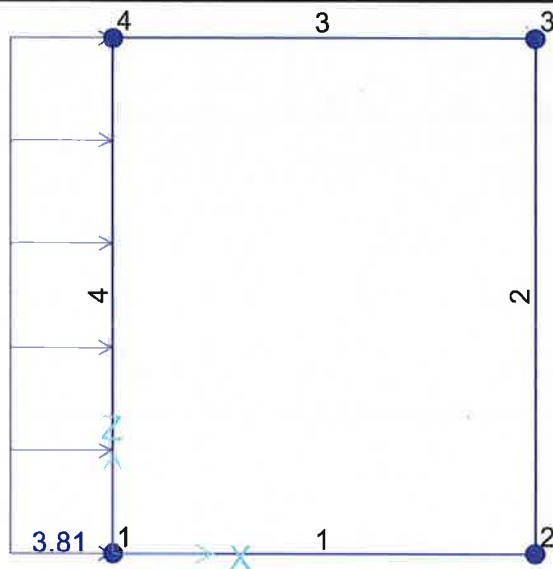


FIGURA 7-14: SPINTA DEL TERRENO IN FASE SISMICA

7.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano per comodità le combinazioni delle azioni riportate nelle NTC2008 di cui al Ref. 10 alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

– 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 frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

– 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:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure } E = \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

7.5.1 Coefficienti di combinazione

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.

In questo paragrafo si riportano i coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ .

Per il calcolo della struttura dello scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Per i coefficienti di combinazione ψ , si fa riferimento ai valori riportati nelle tabelle 5.2.VI e 5.2.VII. Le tabelle 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII sono riportate nel seguito.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1.20 per effetti locali

FIGURA 7-15: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

Nella Tab. 5.2.V (Figura 7-15) il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Gli effetti prodotti da ritiro e viscosità, cedimenti e coazioni non imposti appositamente a livello progettuale devono essere trattati assumendo nel caso di contributo sfavorevole γ pari a 1,20 per la combinazione EQU, A1 STR, e γ pari a 1,00 per le combinazioni A2 GEO. Gli effetti favorevoli prodotti dalle cause di che trattasi devono essere trascurati in tutte le combinazioni previste in tabella, assumendo nel caso di contributo favorevole γ pari a 0.

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	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	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

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

FIGURA 7-16: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008).

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

FIGURA 7-17: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del Ref. 10 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE BAULADU					
	Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 2.0x2.5 – IN08, IN09	COMMESSA RR0H	LOTTO 01	CODIFICA D 13 CL	DOCUMENTO IN 00 00 004	REV. A

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

FIGURA 7-18: VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO (TABELLA 5.2.IV NTC 2008)

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III (Figura 7-19) vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati. I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} .

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

FIGURA 7-19: CARICHI MOBILI IN FUNZIONE DEL NUMERO DI BINARI PRESENTI SUL PONTE (TABELLA 5.2.III NTC2008)

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del Ref. 10) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

7.5.2 Combinazioni SLU/SLV/SLE

Le azioni descritte nel Capitolo 7.4 ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	PP
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico variabile LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71)Sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71)Sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno Dx	SPSDX
Incremento sismico della spinta sul terreno Sx	SPSSX

Si riportano di seguito le combinazioni:

- Allo stato limite ultimo (SLU) di carico ritenute più significative in base all'esperienza;
- Allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni sisma orizzontale vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni sisma verticale per Sisma V=-0.3;
- le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative, in combinazione rara per le verifiche a fessurazione.

COMBO	PP	PERM	SPTSX	SPTDX	ACCM	SPACCSX	SPACCDX	AVV	TERM	RITIRO	Sisma H	Sisma V	SPSDX	SPSSX
SLU01	1.35	1.5	1	1	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	0
SLU02	1.35	1.5	1	1	1.45	0	0	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0
SLU03	1.35	1.5	1	1	1.45	0	0	1.45	0	0	0	0	0	0
SLU04	1.35	1.5	1.35	1	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	0
SLU05	1.35	1.5	1.35	1.35	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	0
SLU06	1.35	1.5	1.35	1.35	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU07	1.35	1.5	1.35	1	1.45	1.45	0	1.45	-0.9	0	0	0	0	0
SLU08	1	1	1.35	1	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU09	1.35	1.5	1.35	1	1.45	1.45	0	0	0.9	1.2	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.5	1	1.35	1.45	0	1.45	0	-0.9	1.2	0	0	0	0
SLU11	1.35	1.5	1	1.35	1.16	1.16	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	0
SLU12	1.35	1.5	1	1.35	1.16	1.16	0	0	1.5	1.2	0	0	0	0
SLV01	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	0	1
SLV02	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	0	1
SLV03	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	-1	0.3	1	0
SLV04	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	-1	-0.3	1	0
SLV05	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0	0.3
SLV06	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0	0.3
SLV07	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	-0.3	1	0.3	0
SLV08	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	-0.3	-1	0.3	0
SLE-RARA01	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	-0.8	-0.6	0	0	0	0	0
SLE-RARA02	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0
SLE-RARA03	1	1	1	1	0.8	0.8	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0

FIGURA 7-20: COMBINAZIONI DI CARICO

7.6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Le analisi sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, il SAP 2000 (Ref. 17). Il modello di calcolo adottato è illustrato al punto 7.1 della presente relazione.

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte al punto 7.5, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento.

7.6.1 Risultati Analisi Strutturali

Si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni per l'involuppo delle combinazioni di carico SLU/SLV:

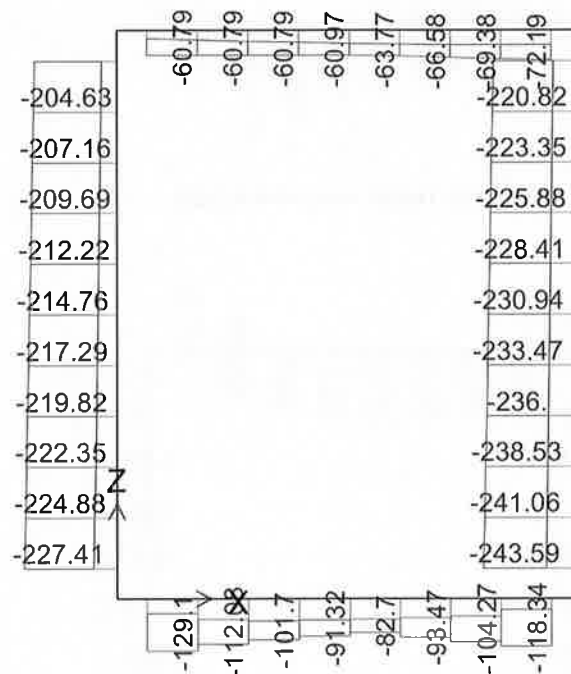


FIGURA 7-21: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLU/SLV

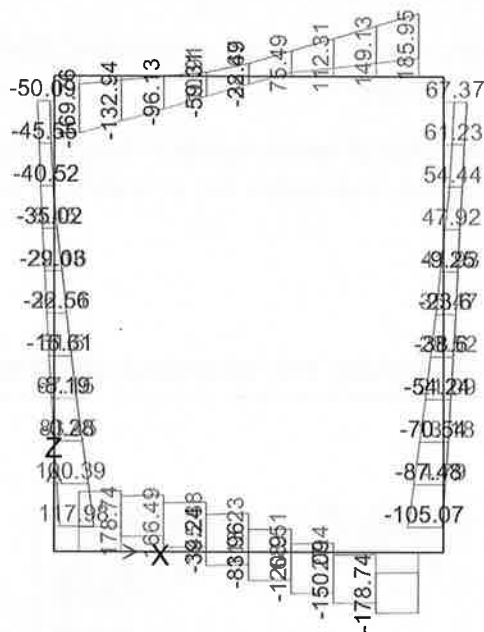


FIGURA 7-22: TAGLIO - INVILUPPO SLU/SLV

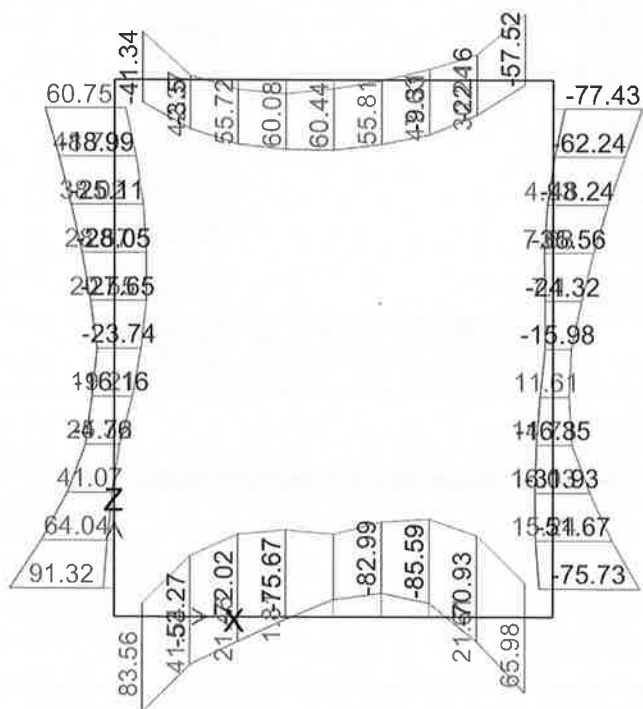


FIGURA 7-23: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLU/SLV

7.7 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito vengono riportate le verifiche allo SLU e le verifiche di fessurazione degli elementi principali dello scatolare: soletta superiore, piedritti e soletta inferiore.

7.7.1 Soletta Superiore

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU02	-31	16	60
SLU04	-66	186	-58
SLU10	-55	-170	-41
SLU04	-66	186	-58
SLU05	-72	180	-54
SLU02	-20	-131	3

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-24, armata all'estradosso con $\varnothing 16/20''$ e all'intradosso con $\varnothing 16/20''$.

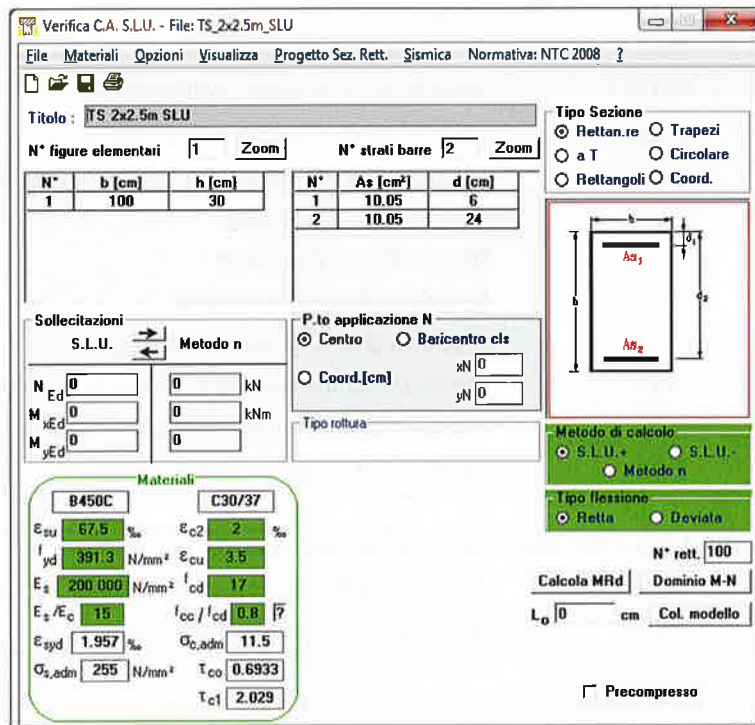
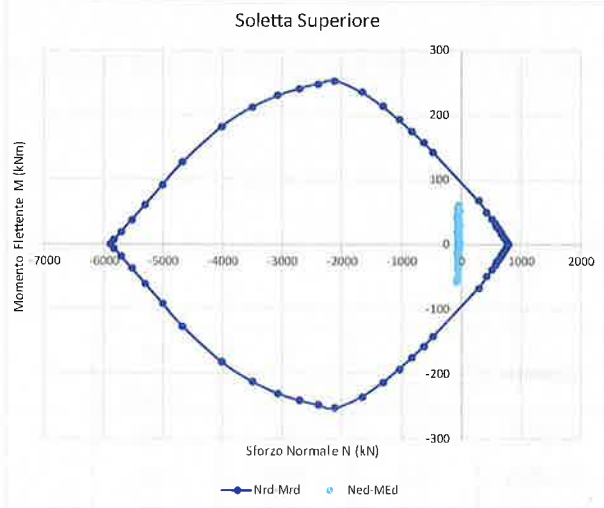


FIGURA 7-24: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA SUPERIORE

In Figura 7-25 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni della soletta superiore, che risulta soddisfatta.


FIGURA 7-25: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA SUPERIORE
VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	1005.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V_{Rd} (KN)	128.1	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille Ø12/20" per ogni metro di struttura**. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	238.6
V_{Rd2} (kN)	918.0
V_{Rd} (kN)	238.6

7.7.2 Piedritti

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M	Frame
	KN	KN	KN-m	
SLU04	-218	63	-77	2
SLU04	-166	118	91	4
SLU04	-244	-4	6	2
SLU08	-38	-42	-10	4
SLU10	-182	-105	-76	2
SLU04	-166	118	91	4

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-26, armata con un'armatura doppia dove sono previsti dei $\varnothing 16/20''$ esterni e dei $\varnothing 16/20''$ interni (per maggior chiarezza si rimanda alla Figura 7-23).

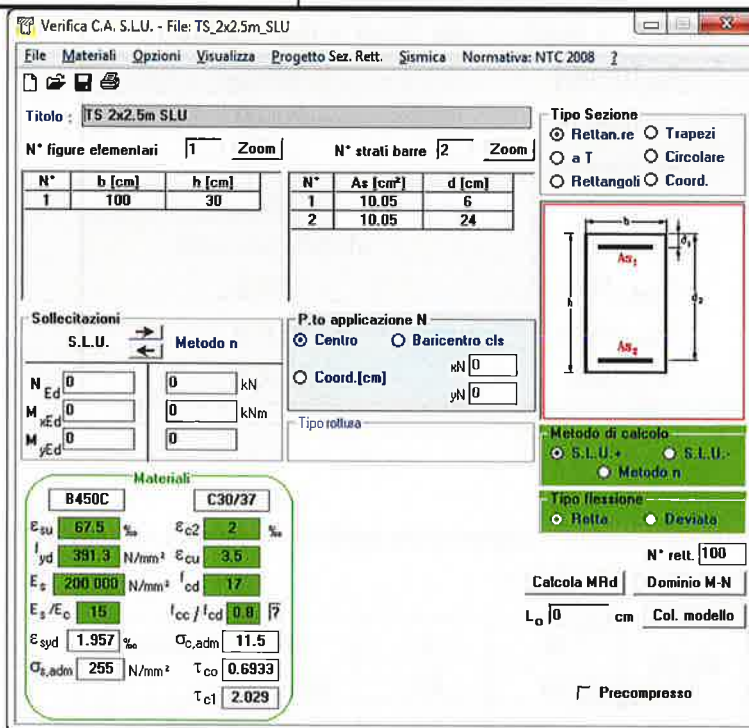


FIGURA 7-26: SEZIONE RESISTENTE PIEDRITTI

In Figura 7-27 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni dei piedritti, che risulta soddisfatta.

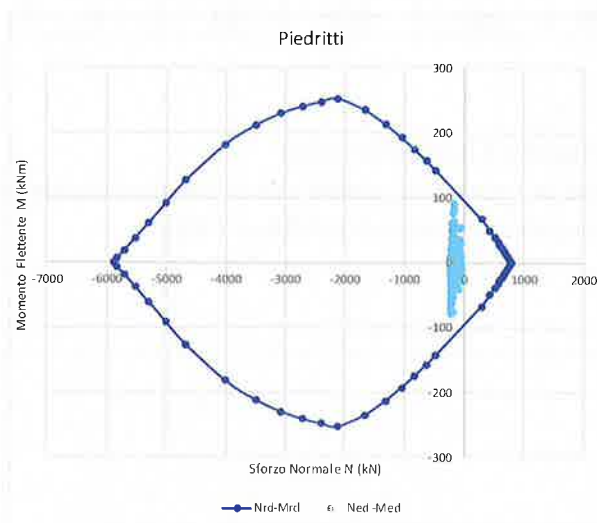


FIGURA 7-27: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N PIEDRITTI

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati

b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	1005.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima

V_{Rd} (KN)	128.1	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU non sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione.

7.7.3 Soletta Inferiore

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU04	-57	12	-86
SLU04	-129	176	84
SLU04	-129	176	84
SLU04	-26	-166	-71
SLU10	-118	-179	22
SLU09	-118	179	22

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-28, armata all'estradosso con $\phi 16/20''$ e all'intradosso con $\phi 16/20''$.

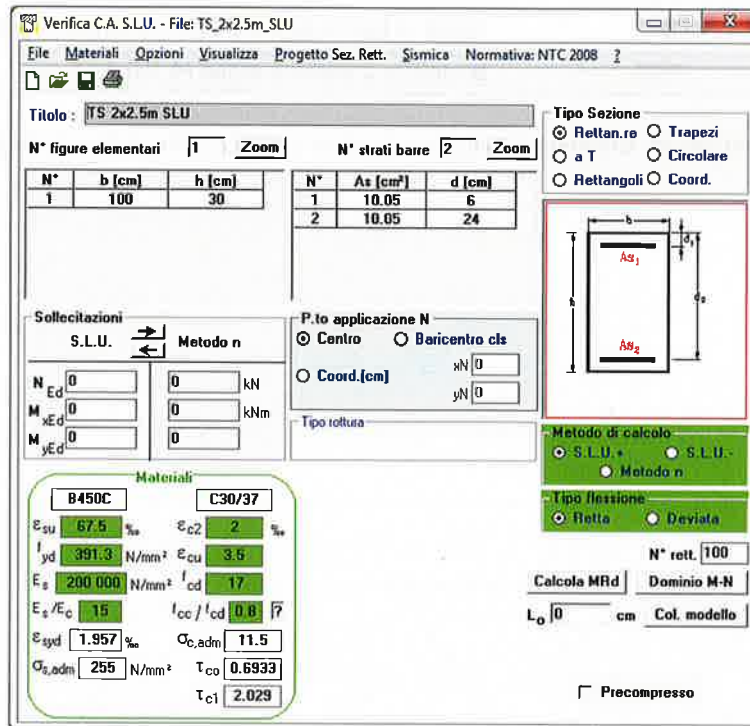


FIGURA 7-28: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA INFERIORE

In Figura 7-29 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni della soletta inferiore, che risulta soddisfatta.

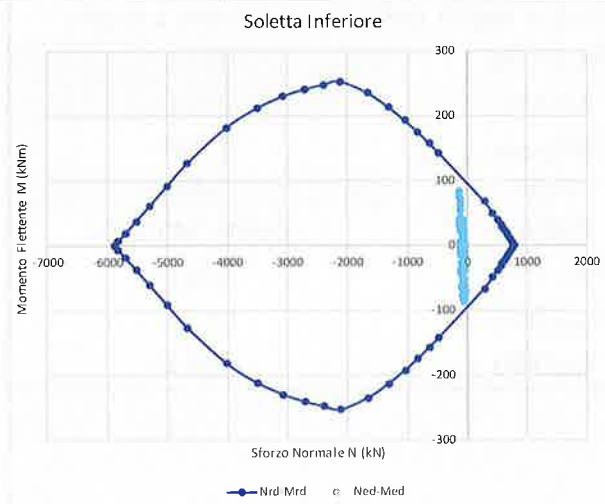


FIGURA 7-29: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA INFERIORE

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	1005.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sfuerzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V_{Rd} (KN)	128.1	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille $\varnothing 12/20''$ per ogni metro di struttura**. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
ctg θ	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	238.6
V_{Rd2} (kN)	918.0
V_{Rd} (kN)	238.6

7.7.4 Verifica allo SLE: Fessurazione

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio: in particolare verranno presentate le verifiche allo stato limite di fessurazione. L'andamento dell'involuppo delle sollecitazioni agli SLE, riferite alla combinazione RARA, è riportato nella Figura 7-30 e Figura 7-31. Le sollecitazioni ritenute più significative per la verifica agli SLE sono riassunte nella Figura 7-33 e sono riferite alle sezioni rappresentate in Figura 7-32.

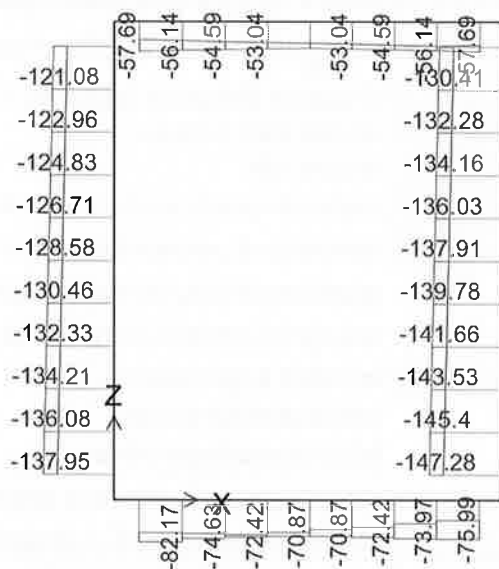


FIGURA 7-30: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLE-RARA

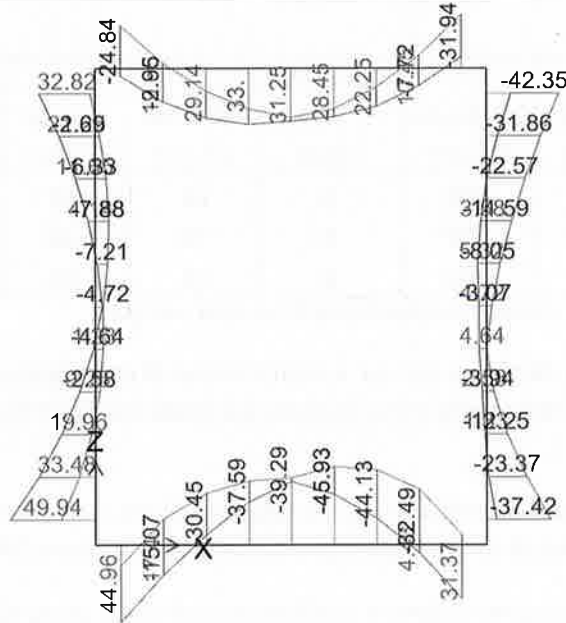


FIGURA 7-31: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLE-RARA

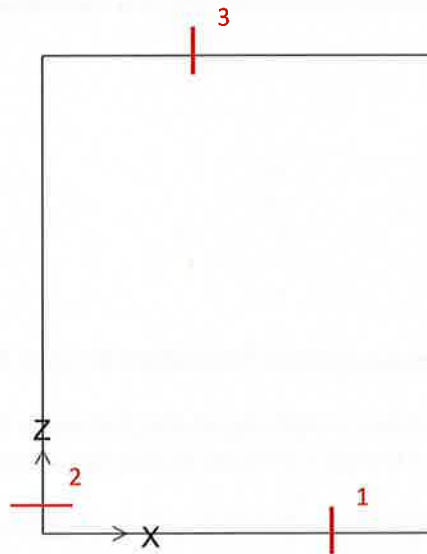


FIGURA 7-32: SEZIONI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

Sezione	Altezza H (cm)	Larghezza B (cm)	Copriferr o c (cm)	Alt. Utile d (cm)	Mmax kN m	Ncorrisp kN
1	30	100	6	24	50	-111
2	30	100	6	24	-46	-57
3	30	100	6	24	33	-40

FIGURA 7-33: SOLLECITAZIONI MASSIME AGLI SLE

Per la verifica a fessurazione si controlla dapprima che per le combinazioni di carico presenti non venga superato lo stato limite di formazione delle fessure. Se tale stato limite viene superato si procede con la verifica a fessurazione per verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

Per lo stato limite di formazione delle fessure si verifica per la combinazione di azioni caratteristica che la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, che per il calcestruzzo in esame C30/37 risulta pari a 2.896 MPa.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo la XA1 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Aggressive come desumibile dalla tabella 4.1.III. delle NTC 2008. 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

secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari (Ref. 13):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 10, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

$\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del Ref. 10;

risulta un valore limite dell'apertura delle fessure pari a $w_1=0.20$ mm.

Per quanto riguarda la sezione 1, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato (Figura 7-34). La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

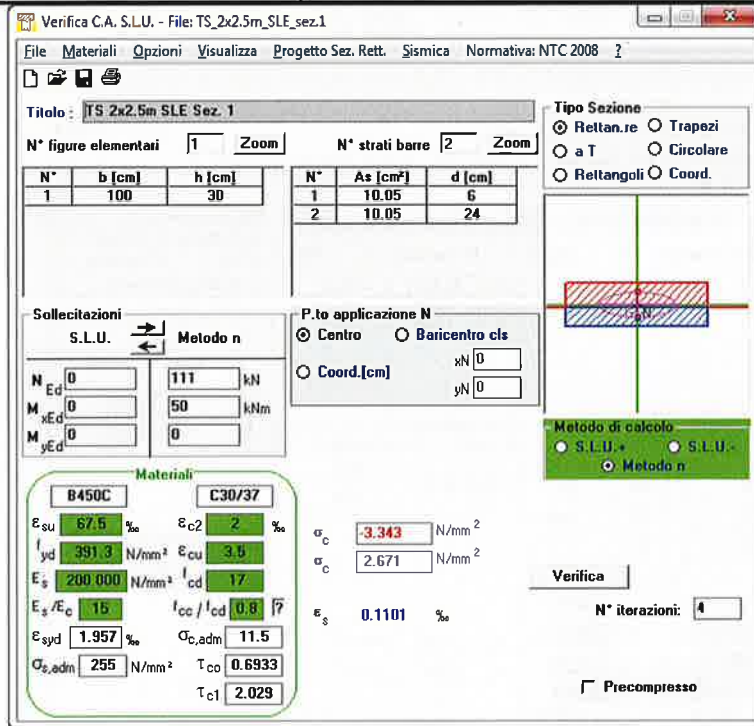


FIGURA 7-34: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CALCESTRUZZO PER LA SEZIONE 1

Nella Sezione 2, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato (Figura 7-35). La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

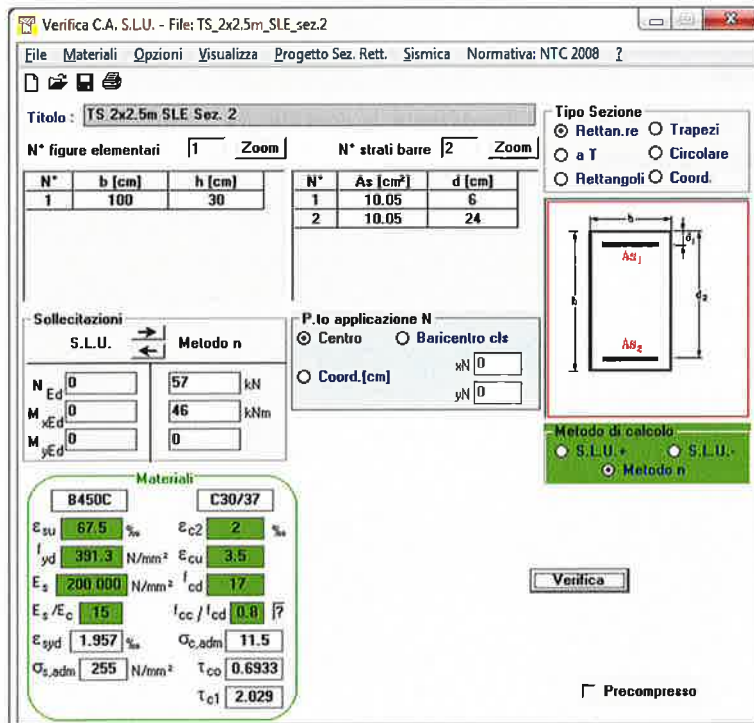
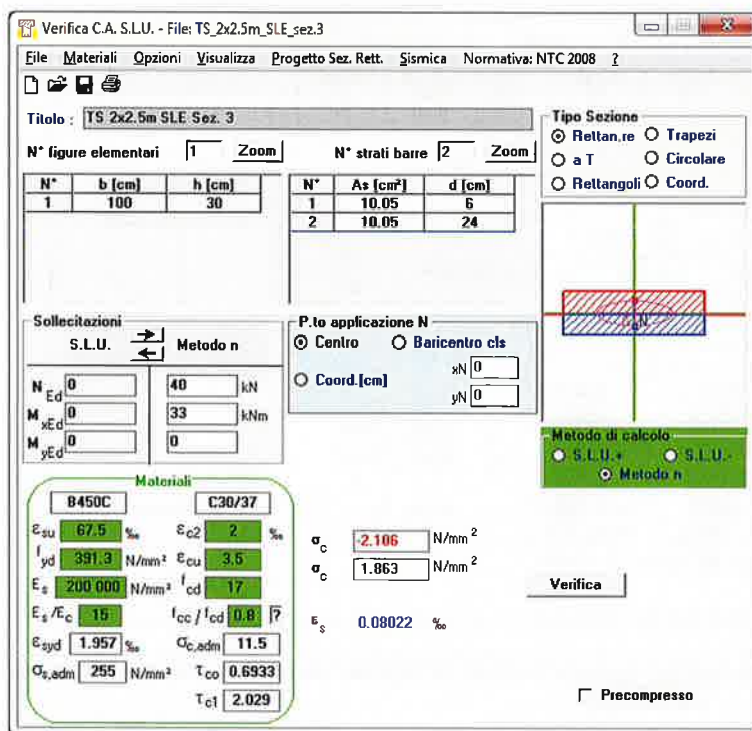


FIGURA 7-35: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CALCESTRUZZO PER LA SEZIONE 2

Nella Sezione 3, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato () Figura 7-36. La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File: TS_2x2.5m_SLE_sez.3

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

Titolo : TS_2x2.5m_SLE_Sez. 3

N° figure elementari | 1 | Zoom | N° strati barre | 2 | Zoom |

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	6
			2	10.05	24

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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		C30/37	
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}	17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{ct}	2.029

σ_c -2.106 N/mm²
 σ_c 1.863 N/mm²
 ϵ_s 0.08022 ‰

Verifica

Precompresso

FIGURA 7-36: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CALCESTRUZZO PER LA SEZIONE 3

7.8 VERIFICHE GEOTECNICHE

Data la natura litoide dei materiali del terreno di fondazione e considerata l'entità modesta dei carichi trasmessi in fondazione, la **verifica di capacità portante** viene omessa.

8 DIMENSIONAMENTO SCATOLARE “TRATTO RILEVATO”

8.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione strutturale è stata condotta con l’ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, il SAP 2000 (Ref. 17).

L’analisi strutturale è effettuata su una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler, per simulare l’interazione terreno-struttura. Più precisamente, l’opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta superiore: Sezione 100 x 30 cmq

Piedritti: Sezione 100 x 30 cmq

Soletta inferiore: Sezione 100 x 30 cmq

Affinché la modellazione della struttura dia risultati soddisfacenti il passo massimo della suddivisione interna in elementi finiti è stato fissato in 0.25 m. Per tenere correttamente in conto gli effetti di sovrapposizione tra elementi strutturali in corrispondenza dei nodi di intersezione, è stata assegnata alle aste la funzione “End Offsets” in grado di tenere precisamente in conto la sovrapposizione tra elementi intersecanti. La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

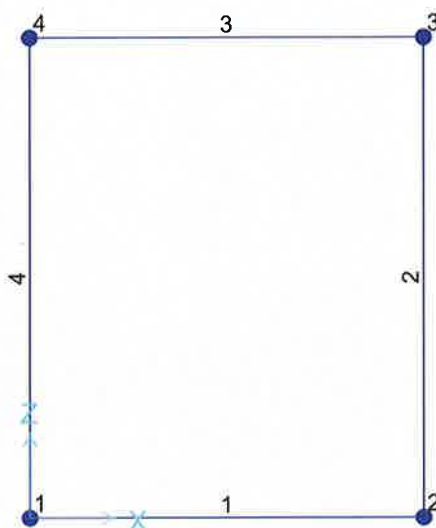


FIGURA 8-1: MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E NUMERAZIONE DEI NODI

8.2 INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno sono riportate al punto 6. Per la determinazione della costante di sottofondo alla Winkler si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$k_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t]$$

dove:

E = modulo elastico medio del terreno sottostante il tombino (media su un'altezza pari a 2B);

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

B = lato minore della fondazione;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L= lato maggiore della fondazione):

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{rettangolare con } L/B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L/B) \quad \text{rettangolare con } L/B > 10$$

Di seguito è riportato il calcolo della rigidezza delle molle nel modello di calcolo k che sono applicate sia in direzione verticale che in direzione orizzontale:

Calcolo rigidezza molle modello di calcolo

E	25 MPa	modulo elastico del terreno
ν	0.3	coeff. di Poisson
B	2.6 m	larghezza fondazione
L	263.5 m	lato maggiore della fondazione
L/B	101.35	fattore di forma (Interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960)
c_t	2.902	
Ks	3641 kN/mc	
k	3641 kN/mq/m	

8.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

L'analisi dei carichi viene svolta considerando le azioni previste nel Ref. 10 e nel Ref. 13 (in particolare al §3.12.1.2.2. e nella Parte II - Sezione 2 "Ponti e Strutture").

8.3.1 *Peso proprio (PP)*

Il carico delle strutture in c.a. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc. Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

8.3.2 *Permanenti portati (PERM)*

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti sulla soletta superiore:

Carichi permanenti soletta superiore

Rinterro:	$11.7 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/mc} =$	234.00 kN/mq
	<hr style="width: 100%;"/>	<hr style="width: 100%;"/>
	11.7 m	234 kN/m/m

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto, in quanto la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto.

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto: $234.00 \cdot (0.30/2) = 35.10 \text{ kN}$

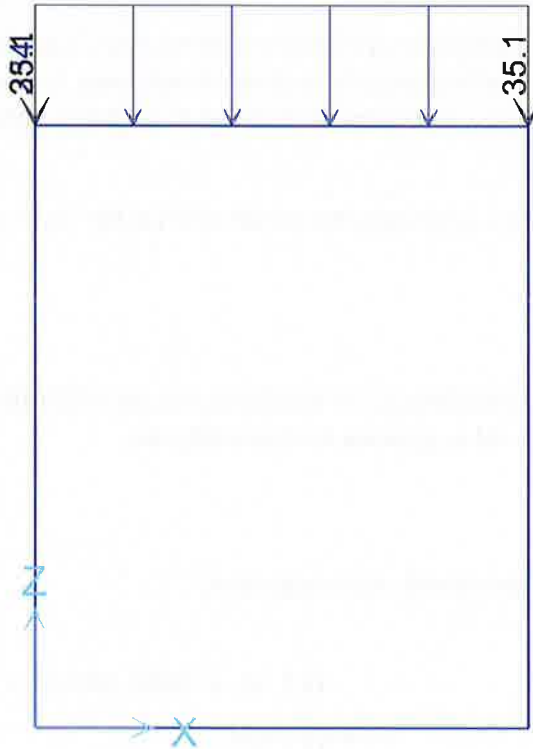


FIGURA 8-2: CARICHI PERMANENTI (PERM)

8.3.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

A tergo dei ritti si è provveduto ad applicare un diagramma di spinta trapezoidale simulante la spinta del terreno laterale dovuta al peso proprio del terreno stesso. Le spinte sui piedritti in fase statica devono essere determinate applicando il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \phi'$, dove ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti (Ref. 13, §3.12.1.2.2)

Per il "Tratto rilevato" prudenzialmente si assumono i seguenti parametri fisico-meccanici per il terreno: $\phi' = 35^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, lungo tutta l'altezza del tombino. Il livello della falda è al di sotto del piano di imposta della fondazione del manufatto.

Valori di progetto allo SLU/SLE

$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$ peso di volume rinterro
 $\phi' = 35^\circ$ angolo di attrito del rinterro
 $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione efficace

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

In più, viene aggiunta la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore, come carico concentrato nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 4 (per la SPTDX).

Pertanto alle diverse quote risulta:

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Coeff. di spinta in quiete	$K_0=1-\text{sen}\varphi'$	0.38434 [-]
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	P1 =	14.91 kN/mq
Spinta asse soletta superiore	P2 =	16.07 kN/mq
Spinta asse soletta inferiore	P3 =	37.59 kN/mq
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	P4 =	38.74 kN/mq
Spinta semispessore sol. sup.	F1 =	2.32 kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2 =	5.72 kN/m



FIGURA 8-3: CARICO CONCENTRATO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

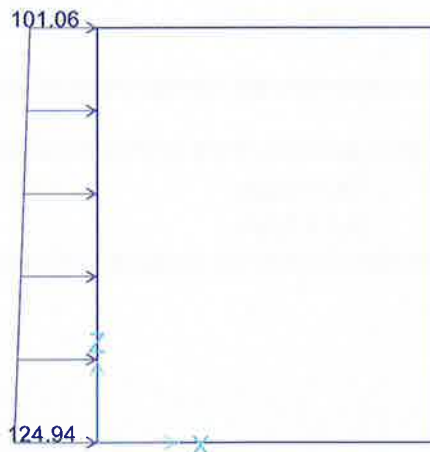


FIGURA 8-4: CARICO DISTRIBUITO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

I carichi applicati sono rappresentati in Figura 7-4 e Figura 7-5, nel caso della SPTSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPTDX, ma con segno opposto.

Le spinte del terreno di rinfiaccio vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata. In aggiunta si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti (per ulteriori dettagli si rimanda al paragrafo 7.5)

8.3.4 Azione termiche (TERM)

Si veda il punto 7.4.8 della presente relazione.

8.3.5 Ritiro (RITIRO)

Si veda il punto 7.4.9 della presente relazione.

8.3.6 Azione Sismica

L'effetto della dell'azione sismica sull'opera in oggetto è valutato mediante 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 .

FORZE INERZIALI ASSOCIATE AL SISMA (SISMA_H/ SISMA_V)

Secondo le indicazioni riportate al §3.12.1.2.2 del Ref. 13, può essere trascurata la forza d'inerzia agente sulla fondazione, mentre le forze d'inerzia della metà superiore dei piedritti possono essere riportate in corrispondenza del solettone superiore.

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 è il peso dell'elemento strutturale considerato.

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

$$G1 + G2 + \psi_2 j Qkj$$

Dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_2 j = 0,2$.

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

$$k_h = a_{\max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove $a_{\max} = S_s \times S_t \times a_g$. Il calcolo del valore di a_g è riportato al punto 5.5. Di seguito sono riportati i calcoli dei coefficienti sismici orizzontali e verticali.

Caratterizzazione dell'azione sismica

$V_N =$	75 anni	vita nominale
Cl.uso	ii -	classe d'uso
$C_U =$	1 -	coeff. d'uso
$V_R =$	75 anni	periodo di riferimento
$a_g =$	0.0556 g	accelerazione in sito
Terreno	Tipo A	

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 – IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	57 di 95

$F_0 =$	2.94	-	
$S_s =$	1	-	Coeff. di amplificazione stratigrafica
$S_t =$	1	-	Coeff. di amplificazione topografica
$a_{max} =$	0.056	g	accelerazione massima ($S_s \times S_t \times a_g$)
$k_h =$	0.056	-	coeff. sismico orizzontale (a_{max}/g)
$k_v =$	0.028	+/-	coeff. sismico verticale ($0.5 \times a_{max}/g$)

Le forze inerziali associate al sisma risultano pertanto:

Soletta superiore

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	0.42	kN/mq
Azione inerziale carico permanente	13.00	kN/mq

Forza orizzontale totale (F'h) 13.42 kN/mq

Sisma verticale (SISMA_V)

Azione inerziale peso proprio	0.21	kN/mq
Azione inerziale carico permanente	6.50	kN/mq

Forza verticale totale (F'v) 6.71 kN/mq

Piedritti

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	0.42	kN/mq
-------------------------------	------	-------

Forza orizzontale totale (F''h) 0.42 kN/mq

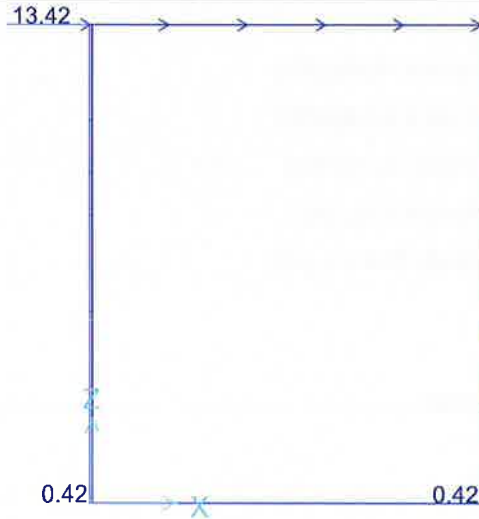


FIGURA 8-5: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA ORIZZONTALE (SISMA_H)

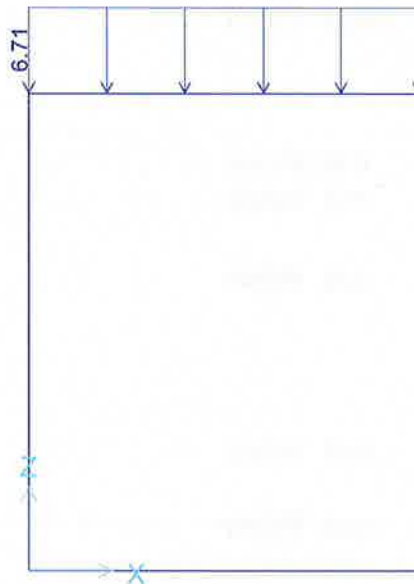


FIGURA 8-6: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA VERTICALE (SISMA_V)

SPINTA SISMICA TERRENO SPSPDX E SPSSX

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2.$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera. Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSPDX e SPSSX))

Risultante della spinta sismica	$\Delta S_{s,e,dx} = a_{max}/g \gamma_t (H_{int} + S_s + S_f)^2$	10.68 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_{s,e,dx} = \Delta S_{s,e,dx} / H$	3.81 kN/mq

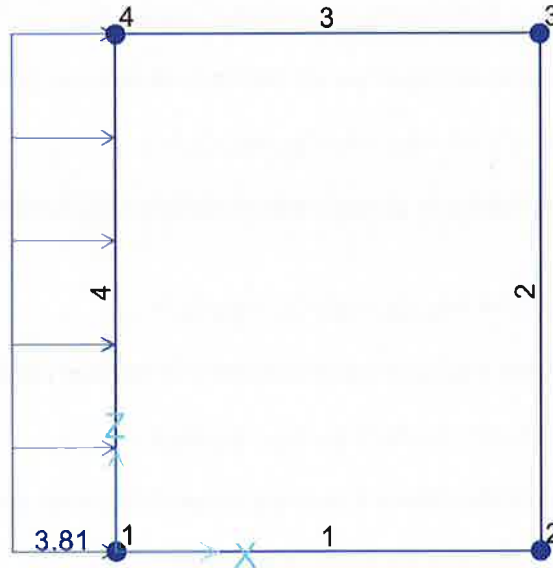


FIGURA 8-7: SPINTA DEL TERRENO IN FASE SISMICA

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano per comodità le combinazioni delle azioni riportate nelle NTC2008 di cui al Ref. 10 alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

– 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 frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

– 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:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure } E = \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

8.4.1 Coefficienti di combinazione

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

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

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

In questo paragrafo si riportano i coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ .

Per il calcolo della struttura dello scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Per i coefficienti di combinazione ψ , si fa riferimento ai valori riportati nella tabella 5.2.V che è riportata nel seguito.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

FIGURA 8-8: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

Nella Tab. 5.2.V (Figura 7-15) il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Gli effetti prodotti da ritiro e viscosità, cedimenti e coazioni non imposti appositamente a livello progettuale devono essere trattati assumendo nel caso di contributo sfavorevole γ pari a 1,20 per la combinazione EQU, A1 STR, e γ pari a 1,00 per le combinazioni A2 GEO. Gli effetti favorevoli prodotti dalle cause di che trattasi devono essere trascurati in tutte le combinazioni previste in tabella, assumendo nel caso di contributo favorevole γ pari a 0.

8.4.2 Combinazioni SLU/SLV/SLE

Le azioni descritte nel Capitolo 8.3 ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	PP
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Variazione termica sulla soletta superiore	TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno Dx	SPSDX
Incremento sismico della spinta sul terreno Sx	SPSSX

Si riportano di seguito le combinazioni:

- d. Allo stato limite ultimo (SLU) di carico ritenute più significative in base all'esperienza;
- e. Allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni sisma orizzontale vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni sisma verticale per Sisma V=-0.3;
- f. le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative, in combinazione rara per le verifiche a fessurazione.

COMBO	PP	PERM	SPTSX	SPTDX	TERM	RITIRO	Sisma H	Sisma V	SPSDX	SPSSX
SLU01	1.35	1.5	1	1	0	0	0	0	0	0
SLU02	1.35	1.5	1	1	-0.9	1.2	0	0	0	0
SLU03	1.35	1.5	1	1	0	0	0	0	0	0
SLU04	1.35	1.5	1.35	1	0	0	0	0	0	0
SLU05	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU06	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU07	1.35	1.5	1.35	1	-0.9	0	0	0	0	0
SLU08	1	1	1.35	1	0	0	0	0	0	0
SLU09	1.35	1.5	1.35	1	0.9	1.2	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.5	1	1.35	-0.9	1.2	0	0	0	0
SLU11	1.35	1.5	1	1.35	-1.5	1.2	0	0	0	0
SLU12	1.35	1.5	1	1.35	1.5	1.2	0	0	0	0
SLV01	1	1	1	1	-0.5	1	1	0.3	0	1
SLV02	1	1	1	1	-0.5	1	1	-0.3	0	1
SLV03	1	1	1	1	-0.5	1	-1	0.3	1	0
SLV04	1	1	1	1	-0.5	1	-1	-0.3	1	0
SLV05	1	1	1	1	-0.5	1	0.3	1	0	0.3
SLV06	1	1	1	1	-0.5	1	0.3	-1	0	0.3
SLV07	1	1	1	1	-0.5	1	-0.3	1	0.3	0
SLV08	1	1	1	1	-0.5	1	-0.3	-1	0.3	0
SLE-RARA01	1	1	1	1	-0.6	0	0	0	0	0
SLE-RARA02	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0	0
SLE-RARA03	1	1	1	1	-0.6	1	0	0	0	0

FIGURA 8-9: COMBINAZIONI DI CARICO

8.5 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Le analisi sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, il SAP 2000 (Ref. 17). Il modello di calcolo adottato è illustrato al punto 8.1 della presente relazione.

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte al punto 7.5, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento.

8.5.1 Risultati Analisi Strutturali

Si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni per l'involuppo delle combinazioni di carico SLU/SLV:

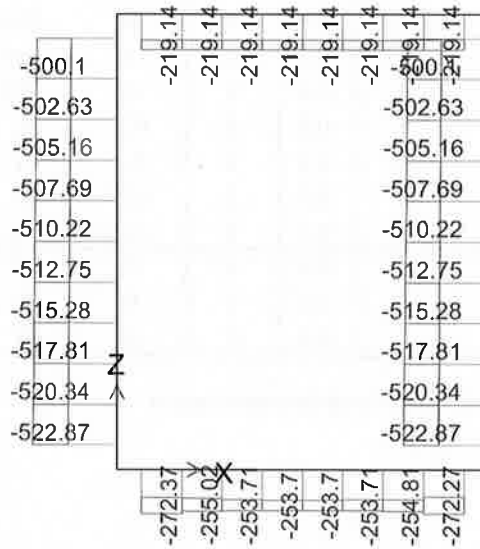


FIGURA 8-10: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLU/SLV

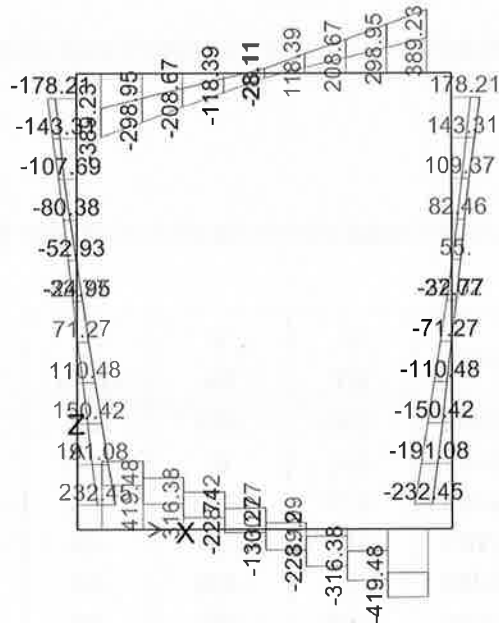


FIGURA 8-11: TAGLIO - INVILUPPO SLU/SLV

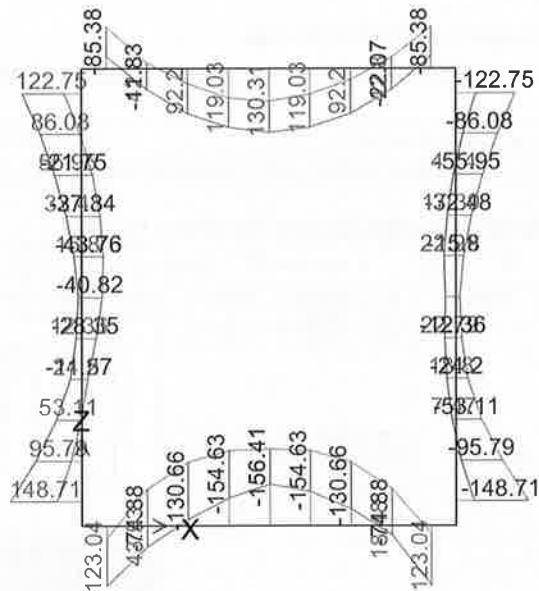


FIGURA 8-12: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLU/SLV

8.6 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito vengono riportate le verifiche allo SLU e le verifiche di fessurazione degli elementi principali dello scatolare: soletta superiore, piedritti e soletta inferiore.

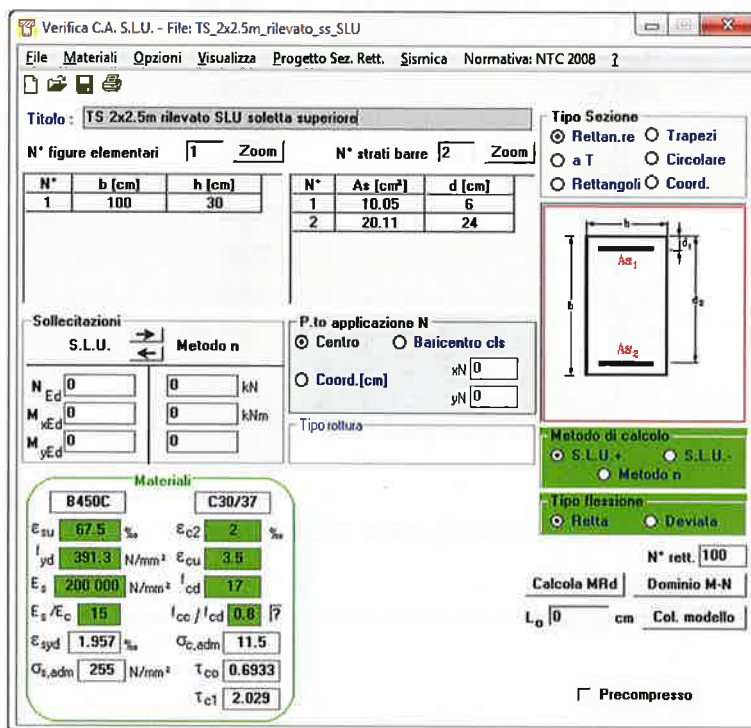
8.6.1 Soletta Superiore

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU03	-190	389	-85
SLU02	-161	0	130
SLU04	-219	-361	-64
SLV04	-152	217	-25
SLU08	-190	-389	-85
SLU03	-190	389	-85

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-24, armata all'estradosso con $\varnothing 16/20''$ e all'intradosso con $\varnothing 16/10''$.



Verifica C.A. S.L.U. - File: TS_2x2.5m_rilevato_ss_SLU

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

Titolo: TS 2x2.5m rilevato SLU soletta superiore

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	6
			2	20.11	24

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura

Materiali

B450C	C30/37
E _{su} 67.5 %	E _{c2} 2 %
I _{yd} 391.3 N/mm²	E _{cu} 3.5
E _s 200 000 N/mm²	I _{cd} 17
E _s /E _c 15	I _{cc} /I _{cd} 0.8
E _{syd} 1.957 %	C _{c,adm} 11.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6933
	τ _{c1} 2.029

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

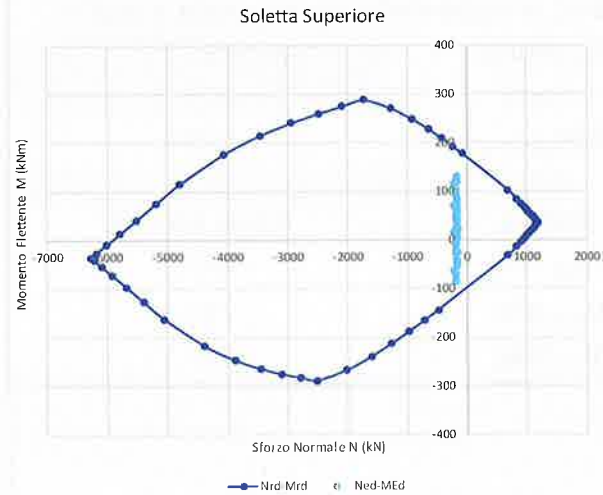
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

FIGURA 8-13: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA SUPERIORE

In Figura 7-25 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni della soletta superiore, che risulta soddisfatta.


FIGURA 8-14: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA SUPERIORE
VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	1005.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sfuerzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V_{Rd} (KN)	128.1	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille Ø12/20"** per ogni metro di struttura. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	2.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	477.2
V_{Rd2} (kN)	734.4
V_{Rd} (kN)	477.2

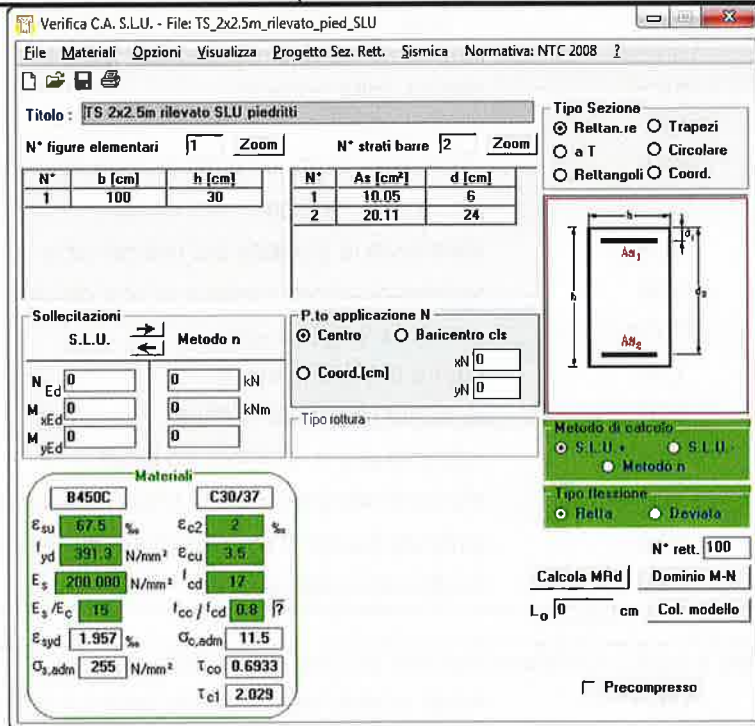
8.6.2 Piedritti

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M	Frame
	KN	KN	KN-m	
SLU06	-293	-7	-44	4
SLU07	-467	232	149	4
SLU03	-523	-123	-66	2
SLU06	-286	-151	36	4
SLU08	-467	-232	-149	2
SLU03	-467	232	149	4

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-26, armata con un'armatura doppia dove sono previsti dei $\varnothing 16/10''$ esterni e dei $\varnothing 16/20''$ interni (per maggior chiarezza si rimanda alla Figura 7-23).



Verifica C.A. S.L.U. - File: TS_2x2.5m_rilevato_piedrilli_SLU

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

Titolo: TS 2x2.5m rilevato SLU pedrilli

N° figure elementari [1] Zoom N° strati barre [2] Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	6
			2	20.11	24

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
I _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	17
E _s /E _c	19	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{ei}	2.029

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

Tipo flessione
 Flessa Deviato

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

Precompresso

FIGURA 8-15: SEZIONE RESISTENTE PIEDRITTI

In Figura 7-27 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni dei pedrilli, che risulta soddisfatta.

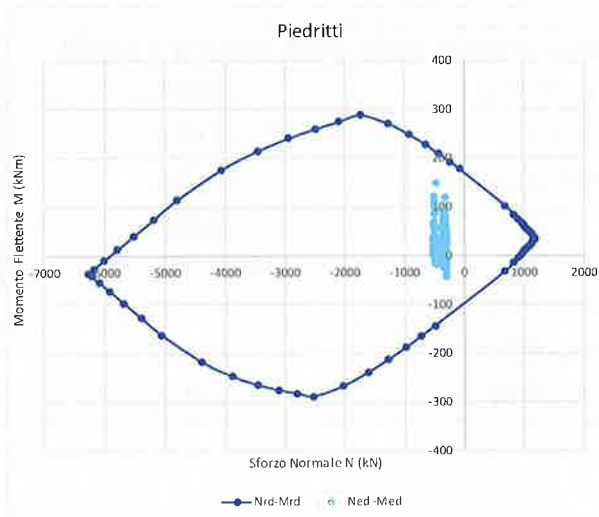


FIGURA 8-16: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N PIEDRITTI

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati

b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	1005.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sfuerzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{op} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima

V_{Rd} (KN)	128.1	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille $\varnothing 12/20''$ per ogni metro di struttura**. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	2.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	477.2
V_{Rd2} (kN)	734.4
V_{Rd} (kN)	477.2

8.6.3 Soletta Inferiore

In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU01	-190	55	-156
SLU07	-272	417	123
SLU03	-272	417	123
SLU06	-169	-269	-50
SLU08	-272	-419	18
SLU03	-272	419	18

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-28, armata all'estradosso con $\varnothing 16/10''$ e all'intradosso con $\varnothing 16/10''$.

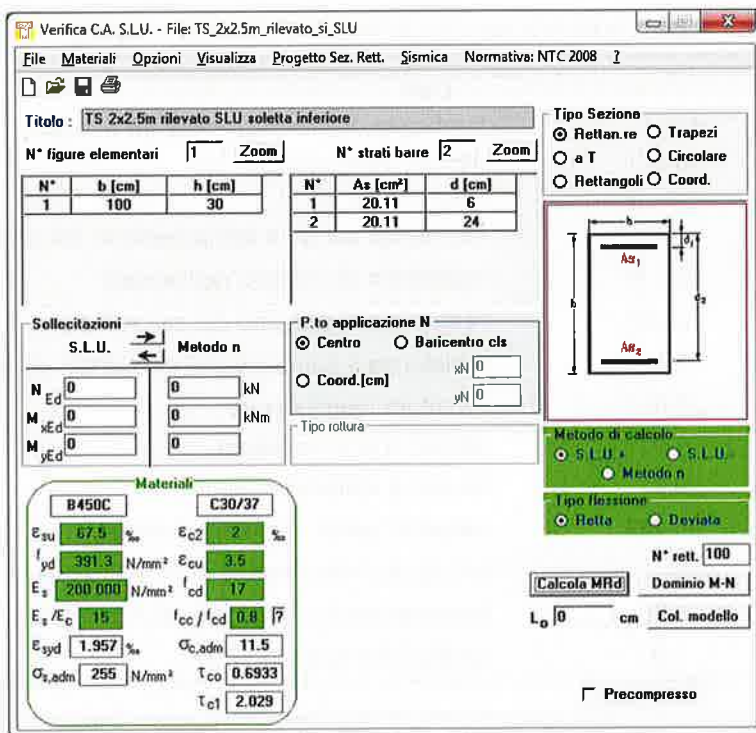


FIGURA 8-17: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA INFERIORE

In Figura 7-29 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV e per tutte le sezioni della soletta inferiore, che risulta soddisfatta.

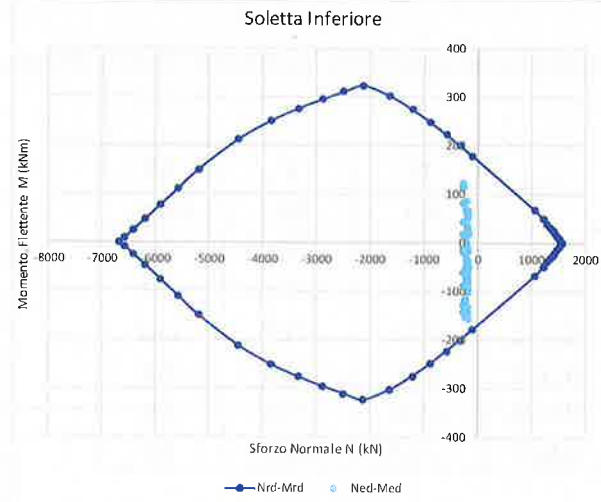


FIGURA 8-18: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA INFERIORE

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

La resistenza a taglio di tutte le sezioni senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	300.0	altezza della sezione
d (mm)	240.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	2010.0	armatura longitudinale
k	1.91	fattore di ingranamento
v_{min}	0.51	tensione resistente minima
ρ_l	0.0084	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V_{Rd} (KN)	161.4	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille Ø12/20"** per ogni metro di struttura. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	2.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	477.2
V_{Rd2} (kN)	734.4
V_{Rd} (kN)	477.2

8.6.4 Verifica allo SLE: Fessurazione

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio: in particolare verranno presentate le verifiche allo stato limite di fessurazione. L'andamento dell'involuppo delle sollecitazioni agli SLE, riferite alla combinazione RARA, è riportato nella Figura 7-30 e Figura 7-31. Le sollecitazioni ritenute più significative per la verifica agli SLE sono riassunte nella Figura 7-33 e sono riferite alle sezioni rappresentate in Figura 7-32.

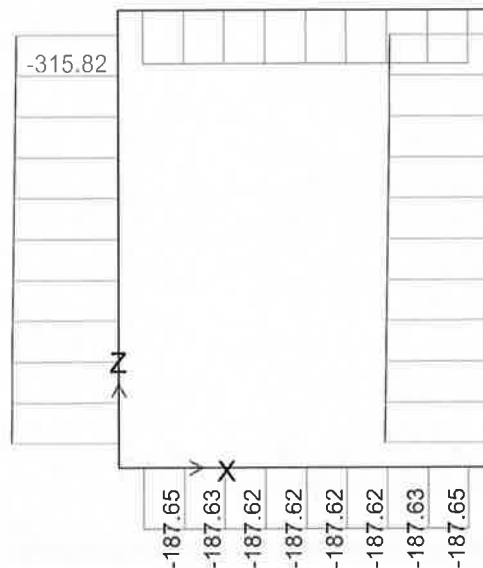


FIGURA 8-19: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLE-RARA

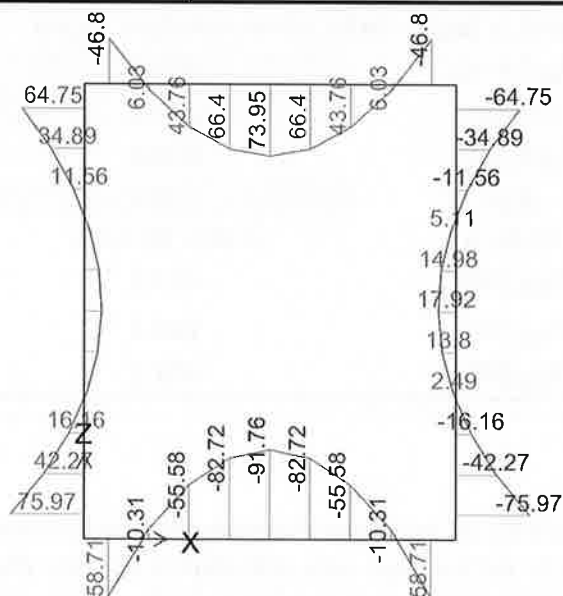


FIGURA 8-20: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLE-RARA

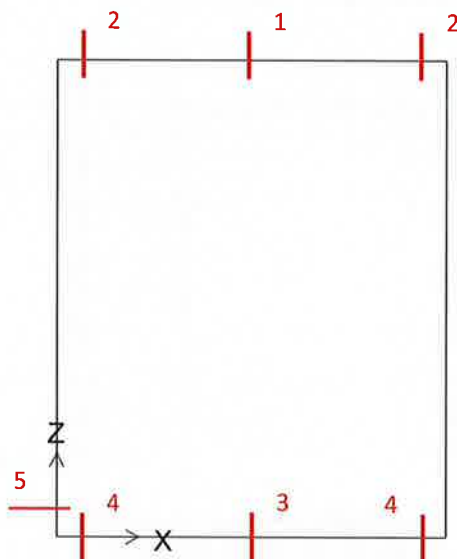


FIGURA 8-21: SEZIONI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

Sezione	Altezza H (cm)	Larghezza B (cm)	Copriferro c (cm)	Alt. Utile d (cm)	Mmax kN m	Ncorrisp kN
1	30	100	6	24	74	-163
2	30	100	6	24	-47	-163
3	30	100	6	24	-92	-188
4	30	100	6	24	59	-188
5	30	100	6	24	76	-333

FIGURA 8-22: SOLLECITAZIONI MASSIME AGLI SLE

Per la verifica a fessurazione si controlla dapprima che per le combinazioni di carico presenti non venga superato lo stato limite di formazione delle fessure. Se tale stato limite viene superato si procede con la verifica a fessurazione per verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

Per lo stato limite di formazione delle fessure si verifica per la combinazione di azioni caratteristica che la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, che per il calcestruzzo in esame C30/37 risulta pari a 2.896 MPa.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo la XA1 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Aggressive come desumibile dalla tabella 4.1.III. delle NTC 2008. 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

secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari (Ref. 13):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 10, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

$\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del Ref. 10;

risulta un valore limite dell'apertura delle fessure pari a $w_1=0.20$ mm.

Per quanto riguarda la sezione 1, lo stato limite di formazione delle fessure viene superato e pertanto si procede a verificare lo stato limite di apertura delle fessure, valutando la tensione di trazione alla quale sono soggette le barre d'armatura (Figura 7-34). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

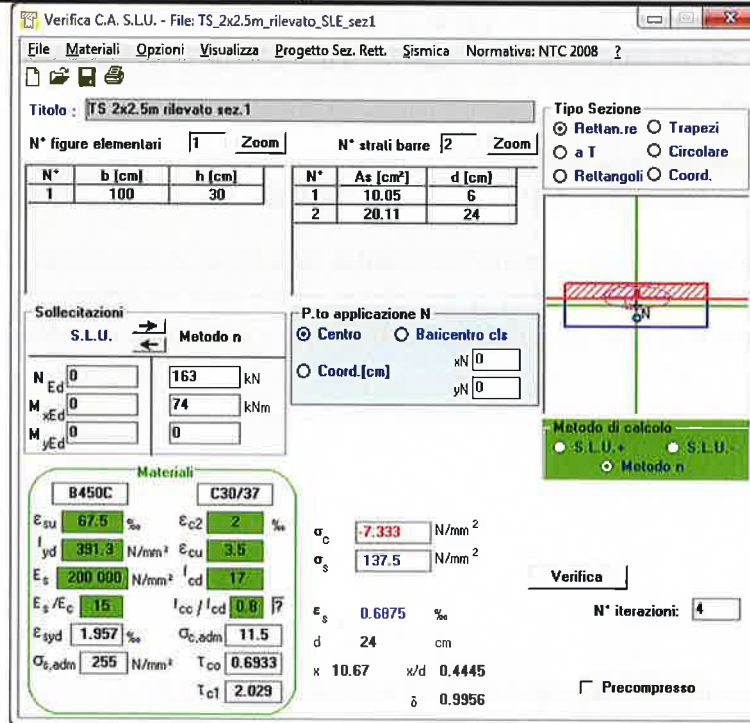


FIGURA 8-23: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 1

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 - IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	77 di 95

NTC2008 - C.M. 617 2/2/09

f_{ck}	30.0 MPa
γ_c	1.5 -
f_{cd}	17.0 MPa
f_{ctm}	3.476 MPa
σ_t	2.896 MPa
E_c	30000.0 MPa
E_s	210000 MPa
M_{Ed}	74.0 KN*m
N_{Ed}	163.0 KN
b	1000 mm
h	300 mm
A'_s	1005 mm ²
A_s	2011 mm ²
d	240 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	60 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
ϕ_1	16 mm
n_1	10 -
ϕ_2	0 mm
n_2	0 -
ϕ_{eq}	16.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	10.67 mm
$2.5(h-d)$	150.0 mm
$(h-x)/3$	96.4 mm
$h/2$	150.0 mm
$h_{c,eff}$	96.4 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	96443 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.02085 -
k_t	0.4 -
k_1	0.8 -
k_2	0.5 -
k_3	3.4 -
k_4	0.425 -
$f_{ct,eff}$	2.896 MPa
α_e	7.000 -
σ_s	138 MPa
ϵ_{sm}	0.000394 -
$5*(c+\phi/2)$	290.0 mm
$1.3*(h-x)$	376.1 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	300.4 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona esterna barra	300.4 mm
w_d - zona esterna alla barra	0.118 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona barra	300.4 mm
w_d - zona barra	0.118 mm

Nella Sezione 2, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato (Figura 7-35). La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

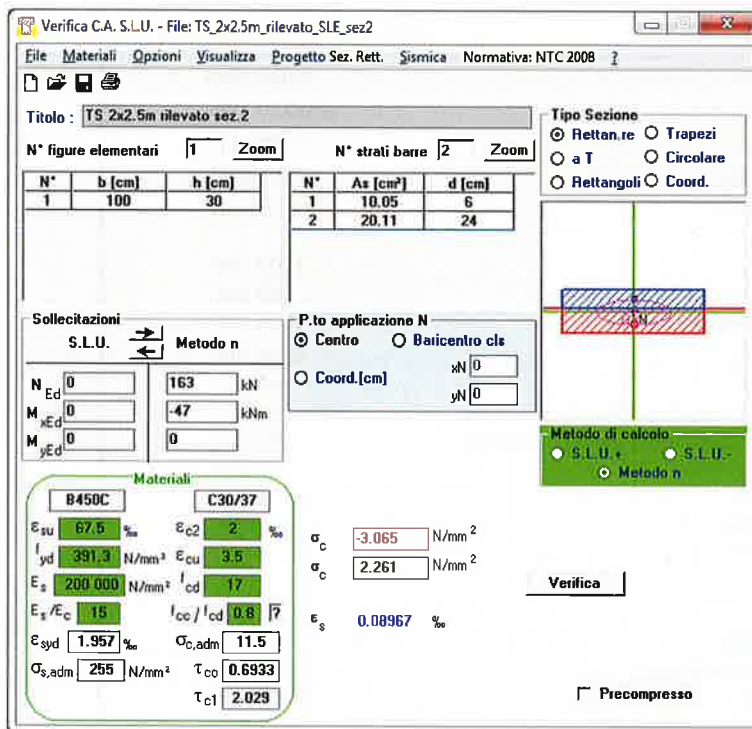


FIGURA 8-24: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CALCESTRUZZO PER LA SEZIONE 2

Per quanto riguarda la sezione 3, lo stato limite di formazione delle fessure viene superato e pertanto si procede a verificare lo stato limite di apertura delle fessure, valutando la tensione di trazione alla quale sono soggette le barre d'armatura (Figura 8-25). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

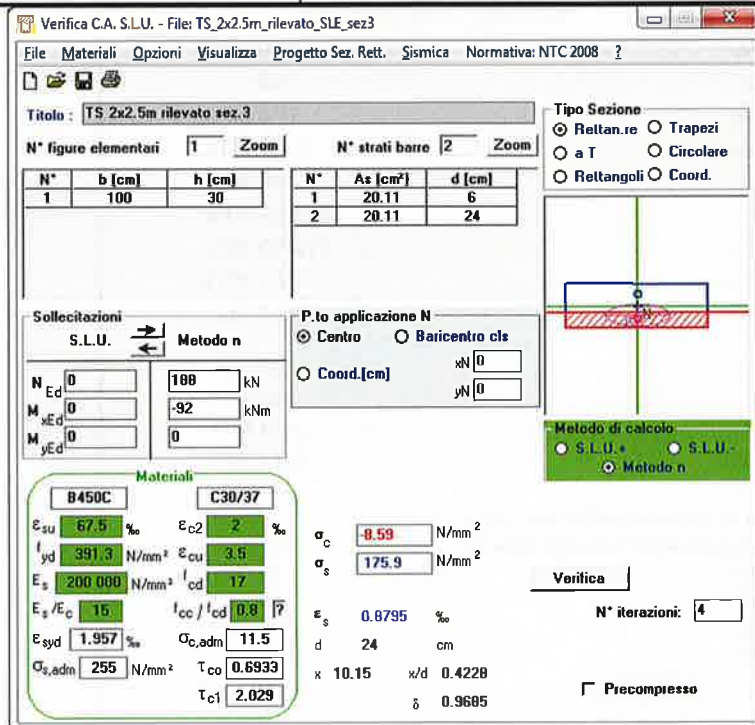


FIGURA 8-25: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 3

NTC2008 - C.M. 617 2/2/09

f_{ck}	30.0 MPa
γ_c	1.5 -
f_{cd}	17.0 MPa
f_{cfm}	3.476 MPa
σ_t	2.896 MPa
E_c	30000.0 MPa
E_s	210000 MPa
M_{Ed}	-92.0 KN*m
N_{Ed}	188.0 KN
b	1000 mm
h	300 mm
A'_s	2011 mm ²
A_s	2011 mm ²
d	240 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	60 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
ϕ_1	16 mm
n_1	10 -
ϕ_2	0 mm
n_2	0 -
ϕ_{eq}	16.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	10.67 mm
$2.5(h-d)$	150.0 mm
$(h-x)/3$	96.4 mm
$h/2$	150.0 mm
$h_{c,eff}$	96.4 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	96443 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.02085 -
k_t	0.4 -
k_1	0.8 -
k_2	0.5 -
k_3	3.4 -
k_4	0.425 -
$f_{ct,eff}$	2.896 MPa
α_e	7.000 -
σ_s	176 MPa
ϵ_{sm}	0.000535 -
$5*(c+\phi/2)$	290.0 mm
$1.3*(h-x)$	376.1 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	300.4 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona esterna barra	300.4 mm
w_d . zona esterna alla barra	0.161 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona barra	300.4 mm
w_d . zona barra	0.161 mm

Nella Sezione 4, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato (Figura 8-26). La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

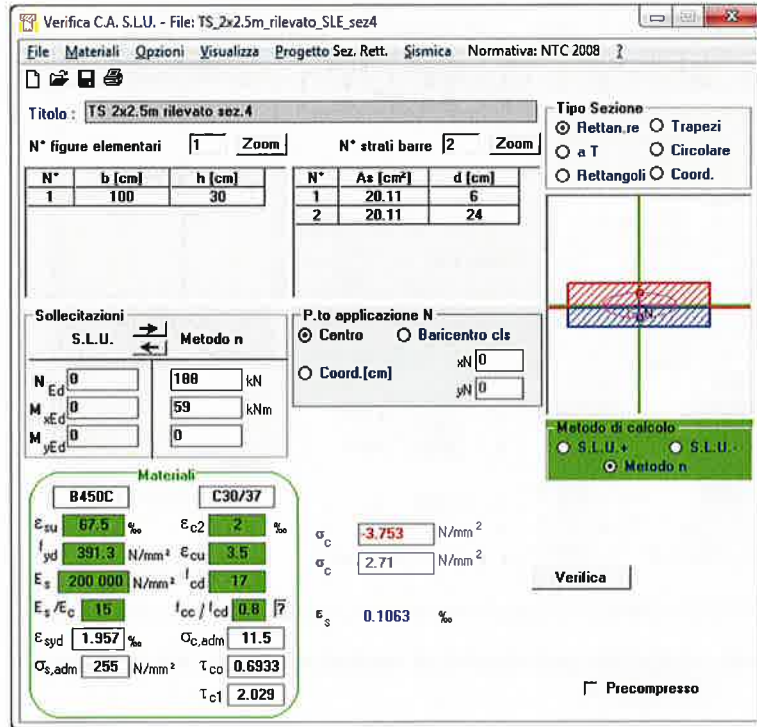


FIGURA 8-26: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CALCESTRUZZO PER LA SEZIONE 4

Per quanto riguarda la sezione 5, lo stato limite di formazione delle fessure viene superato e pertanto si procede a verificare lo stato limite di apertura delle fessure, valutando la tensione di trazione alla quale sono soggette le barre d'armatura (Figura 8-27). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

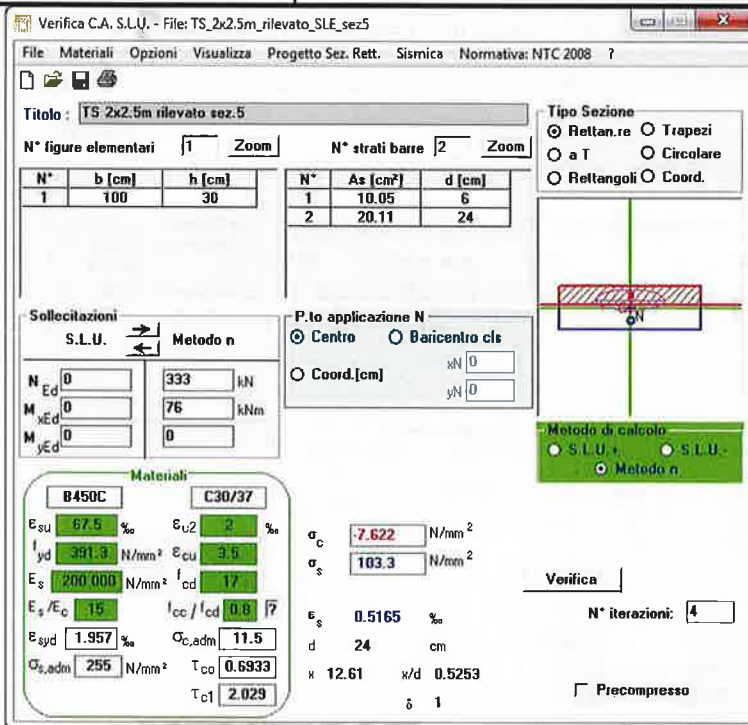


FIGURA 8-27: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 5

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
2.0x2.5 – IN08, IN09**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	IN 00 00 004	A	83 di 95

NTC2008 - C.M. 617 2/2/09

f_{ck}	30.0 MPa
γ_c	1.5 -
f_{cd}	17.0 MPa
f_{cfm}	3.476 MPa
σ_t	2.896 MPa
E_c	30000.0 MPa
E_s	210000 MPa
M_{Ed}	76.0 KN*m
N_{Ed}	333.0 KN
b	1000 mm
h	300 mm
A'_s	1005 mm ²
A_s	2011 mm ²
d	240 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	60 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
ϕ_1	16 mm
n1	10 -
ϕ_2	0 mm
n2	0 -
ϕ_{eq}	16.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	12.61 mm
2.5(h-d)	150.0 mm
(h-x)/3	95.8 mm
h/2	150.0 mm
$h_{c,eff}$	95.8 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	95797 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.02099 -
k_t	0.4 -
k1	0.8 -
k2	0.5 -
k3	3.4 -
k4	0.425 -
$f_{ct,eff}$	2.896 MPa
α_e	7.000 -
σ_s	104 MPa
ϵ_{sm}	0.000297 -
5*(c+ ϕ /2)	290.0 mm
1.3*(h-x)	373.6 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	299.6 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona esterna barra	299.6 mm
w_d - zona esterna alla barra	0.089 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona barra	299.6 mm
w_d - zona barra	0.089 mm

9 VERIFICA POZZETTI VERTICALI

Nel presente paragrafo vengono dimensionati e verificati i pozzetti verticali del tombino scatolare ferroviario 2x2.5 m

9.1 POZZETTO VERTICALE N°1

Il pozzetto verticale è ubicato alla confluenza dei tombini IN08 e IN09.

Si verifica una striscia di altezza 1m del pozzetto verticale avente dimensioni interne 2 x 5 m e pareti di spessore 0.5 m. La striscia di calcolo considerata è ad una profondità H= 15 m dal piano campagna.

9.1.1 Analisi dei carichi

Sul pozzetto verticale agisce solamente la spinta del terreno a riposo. I parametri meccanici del terreno vengono assunti prudenzialmente come specificato di seguito (si veda il paragrafo 6 per maggiori dettagli):

Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$

Coesione efficace $c' = 0$

La falda è profonda per cui non interagisce con l'opera.

Pertanto, il coefficiente di spinta a riposo risulta:

$$k_0 = 1 - \tan(\phi') = 1 - \tan(35^\circ) = 0.4264$$

La pressione dovuta alla spinta del terreno circostante, che agisce sulla struttura, è pari a:

$$q = \gamma \cdot H \cdot k_0 = 20 \cdot 15 \cdot 0.4264 = 130 \text{ kPa}$$

9.1.2 Modellazione e calcolo delle sollecitazioni

La striscia di pozzetto è modellata come una trave di luce di calcolo pari a $l = 5.00 \cdot 1.05 = 5.25 \text{ m}$ vincolata alle due estremità con due semincastri. Le sollecitazioni massime agli SLU agenti sulla trave risultano pari a:

$$N_{max} = -\gamma_{G1} \cdot \gamma_{cls} \cdot H \cdot A = 1.35 \cdot 25 \cdot 15 \cdot 0.5 = -255 \text{ kN}$$

$$M_{max} = \gamma_{G2} \cdot \frac{ql^2}{10} = 1.35 \cdot \frac{130 \cdot 5.25^2}{10} = 485 \text{ kNm},$$

$$V_{max} = \gamma_{G2} \cdot \frac{ql}{2} = 1.35 \cdot \frac{130 \cdot 5.00}{2} = 440 \text{ kN},$$

dove per il calcolo del taglio massimo V_{max} si fa riferimento alla luce netta.

Le sollecitazioni massime agenti sulla trave, riferite alla combinazione SLE RARA, risultano pari a:

$$N_{max} = -\gamma_{cls} \cdot H \cdot A = 25 \cdot 15 \cdot 0.5 = -187 \text{ kN}$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{130 \cdot 5.25^2}{10} = 360 \text{ kNm},$$

$$V_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{130 \cdot 5.00}{2} = 325 \text{ kN},$$

dove per il calcolo del taglio massimo V_{max} si fa riferimento alla luce netta.

9.1.3 Verifica agli SLU

Di seguito si riporta la verifica di resistenza a flessione agli SLU del pozzetto, adottando un'armatura doppia simmetrica pari a $\varnothing 24/10''$. Cautelativamente, si trascura lo sforzo normale di compressione. La verifica risulta soddisfatta.

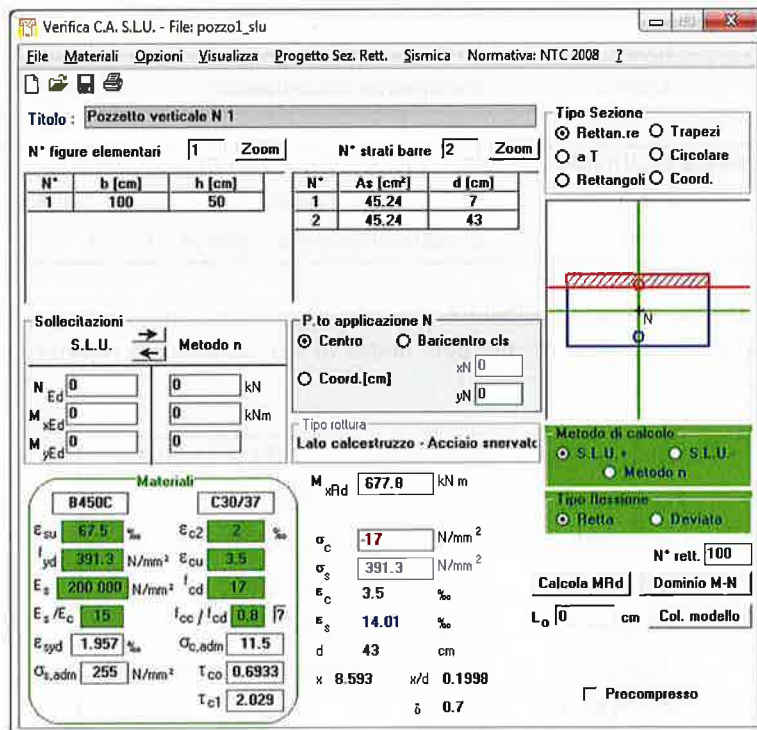


FIGURA 9-1: VERIFICA AGLI SLU POZZETTO VERTICALE N°1

La verifica di resistenza a taglio senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati

b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	500.0	altezza della sezione
d (mm)	430.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{s1} (mmq)	4524.0	armatura longitudinale
k	1.68	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0105	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sfuerzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima

V_{Rd} (kN)	274.3	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille $\varnothing 12/20''$ per ogni metro di struttura**. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio

A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	2.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	854.9
V_{Rd2} (kN)	1315.8
V_{Rd} (kN)	854.9

9.1.4 Verifica agli SLE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio: in particolare verranno presentate le verifiche allo stato limite di fessurazione riferita alla combinazione SLE RARA.

Per la verifica a fessurazione si controlla dapprima che per le combinazioni di carico presenti non venga superato lo stato limite di formazione delle fessure. Se tale stato limite viene superato si procede con la verifica a fessurazione per verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

Per lo stato limite di formazione delle fessure si verifica per la combinazione di azioni caratteristica che la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, che per il calcestruzzo in esame C30/37 risulta pari a 2.896 MPa.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo la XA1 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Aggressive come desumibile dalla tabella 4.1.III. delle NTC 2008. 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

secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari (Ref. 13):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 10, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

$\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del Ref. 10;

risulta un valore limite dell'apertura delle fessure pari a $w_1=0.20$ mm.

Nel caso in esame, lo stato limite di formazione delle fessure viene superato e pertanto si procede a verificare lo stato limite di apertura delle fessure, valutando la tensione di trazione alla quale sono soggette le barre d'armatura (Figura 9-2). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

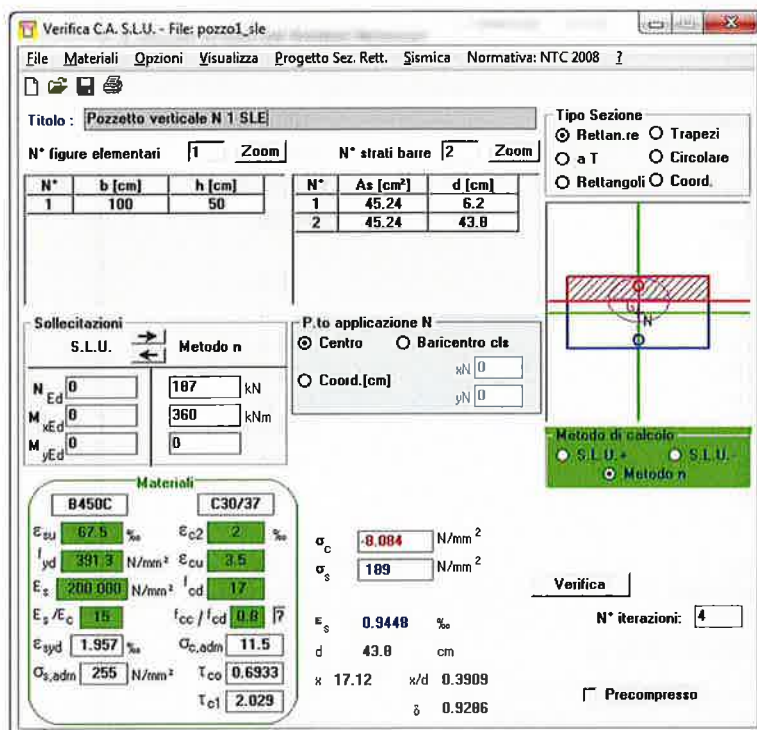


FIGURA 9-2: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER IL POZZETTO VERTICALE N 1

NTC2008 - C.M. 617 2/2/09

f_{ck}	30.0 MPa
γ_c	1.5 -
f_{cd}	17.0 MPa
f_{ctm}	3.476 MPa
σ_t	2.896 MPa
E_c	30000.0 MPa
E_s	210000 MPa
M_{Ed}	360.0 KN*m
N_{Ed}	-187.0 KN
b	1000 mm
h	500 mm
A'_s	4524 mm ²
A_s	4524 mm ²
d	438 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	62 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
ϕ_1	24 mm
n_1	10 -
ϕ_2	0 mm
n_2	0 -
ϕ_{eq}	24.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	171.2 mm
$2.5(h-d)$	155.0 mm
$(h-x)/3$	109.6 mm
$h/2$	250.0 mm
$h_{c,eff}$	109.6 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	109600 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.04128 -
k_t	0.4 -
k_1	0.8 -
k_2	0.5 -
k_3	3.4 -
k_4	0.425 -
$f_{ct,eff}$	2.896 MPa
α_e	7.000 -
σ_s	189 MPa
ϵ_{sm}	0.000728 -
$5*(c+\phi/2)$	310.0 mm
$1.3*(h-x)$	427.4 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	268.8 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona esterna barra	268.8 mm
w_d . zona esterna alla barra	0.196 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona barra	268.8 mm
w_d . zona barra	0.196 mm

9.2 POZZETTO VERTICALE N°2

Si verifica una striscia di altezza 1m del pozzetto verticale avente dimensioni interne 2 x 4.85 m e pareti di spessore 0.5 m. La striscia di calcolo considerata è ad una profondità H= 16 m dal piano campagna.

9.2.1 Analisi dei carichi

Sul pozzetto verticale agisce solamente la spinta del terreno a riposo. I parametri meccanici del terreno vengono assunti prudenzialmente come specificato di seguito (si veda il paragrafo 6 per maggiori dettagli):

Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$

Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$

Coesione efficace $c' = 0$

La falda è profonda per cui non interagisce con l'opera.

Pertanto, il coefficiente di spinta a riposo risulta:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(35^\circ) = 0.4264$$

La pressione dovuta alla spinta del terreno circostante, che agisce sulla struttura, è pari a:

$$q = \gamma \cdot H \cdot k_0 = 20 \cdot 16 \cdot 0.4246 = 140 \text{ kPa}$$

9.2.2 Modellazione e calcolo delle sollecitazioni

La striscia di pozzetto è modellata come una trave di luce di calcolo pari a $l = 4.85 \cdot 1.05 = 5.10 \text{ m}$ vincolata alle due estremità con due semincastri. Le sollecitazioni massime agli SLU agenti sulla trave risultano pari a:

$$N_{max} = -\gamma_{G1} \cdot \gamma_{cls} \cdot H \cdot A = 1.35 \cdot 25 \cdot 16 \cdot 0.5 = -270 \text{ kN}$$

$$M_{max} = \gamma_{G2} \cdot \frac{ql^2}{10} = 1.35 \cdot \frac{140 \cdot 5.10^2}{10} = 495 \text{ kNm},$$

$$V_{max} = \gamma_{G2} \cdot \frac{ql}{2} = 1.35 \cdot \frac{140 \cdot 4.85}{2} = 460 \text{ kN},$$

dove per il calcolo del taglio massimo V_{max} si fa riferimento alla luce netta.

Le sollecitazioni massime agenti sulla trave, riferite alla combinazione SLE RARA, risultano pari a:

$$N_{max} = -\gamma_{cls} \cdot H \cdot A = 25 \cdot 16 \cdot 0.5 = -200 \text{ kN}$$

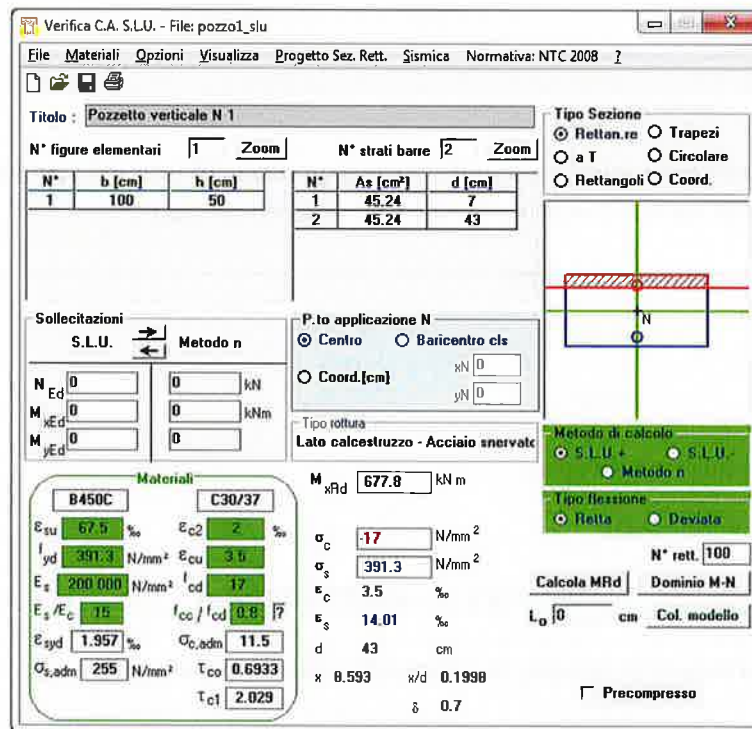
$$M_{max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{140 \cdot 5.10^2}{10} = 365 \text{ kNm},$$

$$V_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{140 \cdot 4.85}{2} = 340 \text{ kN},$$

dove per il calcolo del taglio massimo V_{max} si fa riferimento alla luce netta.

9.2.3 Verifica agli SLU

Di seguito si riporta la verifica di resistenza a flessione agli SLU del pozzetto, adottando un'armatura doppia simmetrica pari a $\varnothing 24/10''$. Cautelativamente, si trascura lo sforzo normale di compressione. La verifica risulta soddisfatta.


FIGURA 9-3: VERIFICA AGLI SLU POZZETTO VERTICALE N°2

La verifica di resistenza a taglio senza armatura specifica è riportata nella tabella seguente.

Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	500.0	altezza della sezione
d (mm)	430.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	30.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	17.00	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	8.50	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mmq)	4524.0	armatura longitudinale
k	1.68	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0105	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V_{Rd} (KN)	274.3	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin} (mmq/m)	1500	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Le azioni taglianti allo SLU sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica nelle sezioni di maggiore sollecitazione. Si dispongono come armature a taglio **5 Spille $\varnothing 12/20''$ per ogni metro di struttura**. Come riportato nella tabella seguente la verifica risulta soddisfatta.

Resist. a taglio della trave armata a taglio	
A_{st} (mmq)	565.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.588
$ctg\theta$	2.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	854.9
V_{Rd2} (kN)	1315.8
V_{Rd} (kN)	854.9

9.2.4 Verifica agli SLE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio: in particolare verranno presentate le verifiche allo stato limite di fessurazione riferita alla combinazione SLE RARA.

Per la verifica a fessurazione si controlla dapprima che per le combinazioni di carico presenti non venga superato lo stato limite di formazione delle fessure. Se tale stato limite viene superato si procede con la verifica a fessurazione per verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

Per lo stato limite di formazione delle fessure si verifica per la combinazione di azioni caratteristica che la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia minore di $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$, che per il calcestruzzo in esame C30/37 risulta pari a 2.896 MPa.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo la XA1 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Aggressive come desumibile dalla tabella 4.1.III. delle NTC 2008. 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

secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari (Ref. 13):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 10, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

$\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del Ref. 10;

risulta un valore limite dell'apertura delle fessure pari a **$w_1=0.20$ mm**.

Nel caso in esame, lo stato limite di formazione delle fessure viene superato e pertanto si procede a verificare lo stato limite di apertura delle fessure, valutando la tensione di trazione alla quale sono soggette le barre d'armatura (Figura 9-4). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

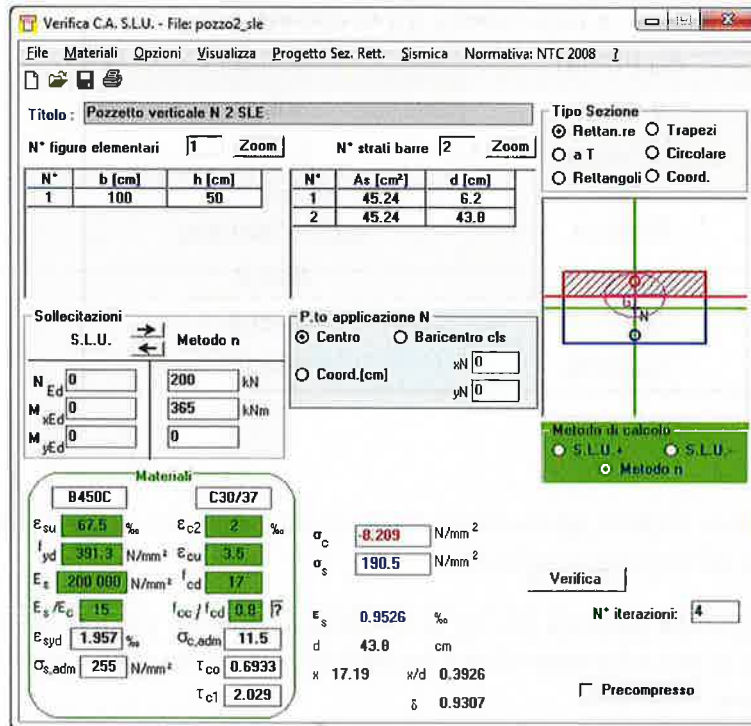


FIGURA 9-4: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER IL POZZETTO VERTICALE N 2

NTC2008 - C.M. 617 2/2/09

f_{ck}	30.0 MPa
γ_c	1.5 -
f_{cd}	17.0 MPa
f_{cfm}	3.476 MPa
σ_t	2.896 MPa
E_c	30000.0 MPa
E_s	210000 MPa
M_{Ed}	365.0 KN*m
N_{Ed}	-200.0 KN
b	1000 mm
h	500 mm
A'_s	4524 mm ²
A_s	4524 mm ²
d	438 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	62 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
$\phi 1$	24 mm
$n1$	10 -
$\phi 2$	0 mm
$n2$	0 -
ϕ_{eq}	24.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	171.9 mm
$2.5(h-d)$	155.0 mm
$(h-x)/3$	109.4 mm
$h/2$	250.0 mm
$h_{c,eff}$	109.4 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	109367 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.04137 -
k_t	0.4 -
$k1$	0.8 -
$k2$	0.5 -
$k3$	3.4 -
$k4$	0.425 -
$f_{ct,eff}$	2.896 MPa
α_e	7.000 -
σ_s	191 MPa
ϵ_{sm}	0.000738 -
$5*(c+\phi/2)$	310.0 mm
$1.3*(h-x)$	426.5 mm
$k3*c+k1*k2*k4*\phi/r$	268.6 mm
$\Delta_{s,max}$. zona esterna barra	268.6 mm
w_d. zona esterna alla barra	0.198 mm
$\Delta_{s,max}$. zona barra	268.6 mm
w_d. zona barra	0.198 mm

10 INCIDENZA ARMATURA

In questo paragrafo sono riassunti i valori delle incidenze delle armature per lo scatolare del tombino sia per il "Tratto ferrovia" che per il "Tratto Rilevato".

10.1 SCATOLARE "TRATTO FERROVIA"

I valori delle incidenze di armature lenta sono indicati nella seguente tabella:

Soletta superiore: 90 kg/mc

Piedritti: 90 kg/mc

Soletta inferiore: 90 kg/mc

La media pesata dell'incidenza di armatura lenta sull'intero scatolare è pari a: **90 kg/mc**

Spessore soletta (m)	Armatura Trasversale							Armatura Longitudinale						Incidenza (kg/mc)	
	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorat. lvo	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorat. lvo		Peso armatura (kg)
Soletta inferiore	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	90
	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	
Piedritti	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	90
	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	
Soletta superiore	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	90
	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	

Nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale, come previsto dal Ref. 7 per piastre a portanza unidirezionale. Inoltre, è stato previsto un incremento del 10% per tener conto della presenza di ligature, spille e sovrapposizioni.

10.2 SCATOLARE "TRATTO RILEVATO"

I valori delle incidenze di armature lenta sono indicati nella seguente tabella:

Soletta superiore: 120 kg/mc

Piedritti: 120 kg/mc

Soletta inferiore: 150 kg/mc

La media pesata dell'incidenza di armatura lenta sull'intero scatolare è pari a: **130 kg/mc**

Numero	Spessore soletta (m)	Lunghezza (m)	Volume (mc/m)	Armatura Trasversale							Armatura Longitudinale						Incidenza (kg/mc)		
				Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorat. lvo	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorat. lvo		Peso armatura (kg)	
Soletta inferiore	1	0.3	2.6	0.78	Ø16/10	16	10	2011	1.58	1.10	17	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	150
					Ø16/10	16	10	2011	1.58	1.10	17	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	
Piedritti	2	0.3	2.5	1.5	Ø16/10	16	10	2011	1.58	1.10	17	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	120
					Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	
Soletta superiore	1	0.3	2.6	0.78	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	120
					Ø16/10	16	10	2011	1.58	1.10	17	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	

Nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale, come previsto dal Ref. 7 per piastre a portanza unidirezionale. Inoltre, è stato previsto un incremento del 10% per tener conto della presenza di ligature, spille e sovrapposizioni.

10.3 POZZETTI VERTICALI

I valori delle incidenze di armature lenta sono indicati nella seguente tabella:

 Pozzetti: **220 kg/mc**

Spessore (m)	Armatura Trasversale							Armatura Longitudinale							Incidenza (kg/mc)	
	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorativo	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorativo	Peso armatura (kg)		
Pozzetti	0.5	Ø24/10	24	10	4524	3.55	1.10	39	Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	220
		Ø24/10	24	10	4524	3.55	1.10	39	Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	

Nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale, come previsto dal Ref. 7 per piastre a portanza unidirezionale. Inoltre, è stato previsto un incremento del 10% per tener conto della presenza di ligature, spille e sovrapposizioni.

