

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA
U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA**

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

INTERFERENZE IDRAULICHE

Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 3.5x3.5 – IN06

SCALA:

-

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

RR0H 04 D 13 CL IN0000 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	M.VILLANI	15 MARZO 2018	T.PIOZZI	15 MARZO 2018	B. BERARDI 15 MARZO 2018



File: RR0H04D13CLIN0000003A.doc

n. Etab.

320

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
2.3	SOFTWARE.....	5
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	6
3.1	TOMBINO 3.5 X 3	6
4	MATERIALI	8
4.1	ACCIAIO	8
4.1.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.....</i>	8
4.2	CALCESTRUZZO	8
4.2.1	<i>Calcestruzzo magro e getto di livellamento.....</i>	8
4.2.2	<i>Calcestruzzo tombini scatolari (compresi muri d'ala).....</i>	8
5	CRITERI PROGETTUALI.....	9
5.1	VELOCITÀ DI PROGETTO DELLA LINEA.....	9
5.2	CATEGORIA DI LINEA	9
5.3	VITA NOMINALE	9
5.4	CLASSE D'USO	9
5.5	AZIONE SISMICA.....	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
7	DIMENSIONAMENTO SCATOLARE	12
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	12
7.2	RIGIDEZZA MOLLA TRASLAZIONALE.....	12
7.3	EFFETTI DINAMICI.....	14

7.4	ANALISI DEI CARICHI.....	16
7.4.1	Peso proprio (PP).....	16
7.4.2	Permanenti portati (PERM).....	16
7.4.3	Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (ACCM)	17
7.4.4	Frenatura e avviamento (AVV).....	19
7.4.5	Serpeggio (SERP).....	20
7.4.6	Azione termiche (TERM).....	20
7.4.7	Ritiro (RITIRO)	20
7.4.8	Azione Sismica.....	22
7.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	24
7.5.1	Coefficienti di combinazione	24
7.5.2	Combinazioni SLU/SLV/SLE	28
7.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	29
7.6.1	Risultati Analisi Strutturali	29
7.7	VERIFICHE STRUTTURALI	30
7.7.1	Verifica allo SLU	30
7.7.2	Verifica allo SLE: Fessurazione	32
7.8	VERIFICHE GEOTECNICHE	36
8	INCIDENZA ARMATURA	37
8.1	SCATOLARE.....	37

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del tombino ferroviario scatolare 3.5 x 3 m della Variante Bonorva-Torralba, nell'ambito della progettazione definitiva dell'itinerario San Gavino – Sassari – Olbia. Il manufatto in oggetto è costituito da un tombino scatolare in c.a. di larghezza netta **3.5 m** e altezza netta **3 m**, le cui dimensioni di progetto derivano dallo studio idraulico delle portate ad essi afferenti.

La Tabella 1-1 riassume le varie tipologie di tombini che interferiscono con la variante Bonorva-Torralba. 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 ubicato alla seguente progressiva:

- IN06 Progressiva km 4+058.43

TABELLA 1-1: TOMBINI TRATTA BONORVA-TORRALBA

TOMBINO	PROGRESSIVA	TIPOLOGIA		DIMENSIONI	
		FERROVIARIO	STRADALE	CIRCOLARE	SCATOLARE
IN01	0+488.00			D1500 mm	
IN06	4+058.43				3.5 x 3 m
IN08	5+829.04			D1500 mm	
IN03	0+596.46			D1500 mm	
IN04	0+111.87			D600 mm	
IN05	0+095.00			D1500 mm	
IN07	0+370.34			D1500 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 - RR0H04D13RBOC0001001A - Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto;
- Ref. 2 - RR0H04D13F6OC0001001A - Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4
- Ref. 3 - RR0H04D13F6OC0001002A - Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4
- Ref. 4 - RR0H04D13F6OC0001003A - Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4
- Ref. 5 - RR0H04D13F6OC0001004A - Profilo geotecnico di linea - Tav 4 di 4
- Ref. 6 - RR0H04D13PZIN0600001A - IN06 - Pianta, profilo e sezioni di carpenteria e scavi
- Ref. 7 - RR0H04D13TTOC0000001A - Tabella materiali e Note generali

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- Ref. 8 - 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. 9 - 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. 10 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ref. 11 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"
- Ref. 12 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- Ref. 13 - UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Ref. 14 - UNI EN 1991-2:2003/AC:2010: EUROCODICE 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

2.3 SOFTWARE

- Ref. 15 - SAP2000, Computers and Structures Inc., versione 2017, version 19.2.1

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

3.1 TOMBINO 3.5 x 3

Il tombino è costituito da un manufatto in conglomerato cementizio armato gettato in opera, attraversato da un tombino scatolare di dimensioni interne 3.5 x 3 m, di cui si riporta in Figura una pianta allo spiccato e una sezione longitudinale. L'asse del tombino forma un angolo con l'asse del binario di circa 31°. Per i dettagli delle carpenterie dei manufatti si rimanda all'elaborato grafico specifico:

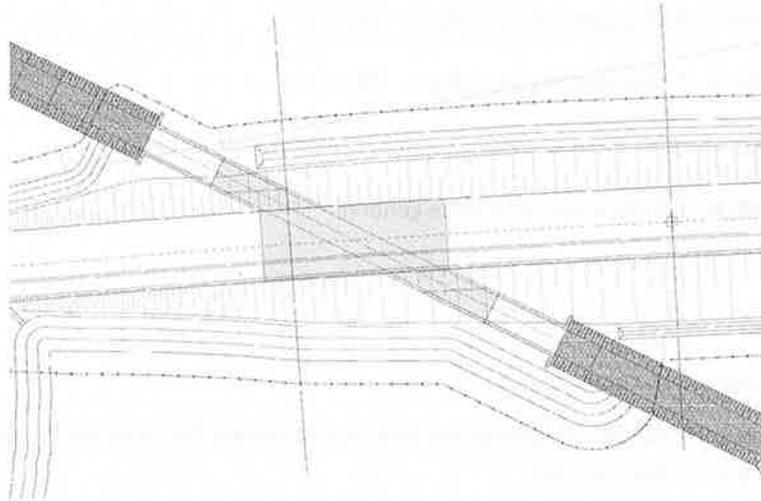


FIGURA 3-1: PIANTA ALLO SPICCATO

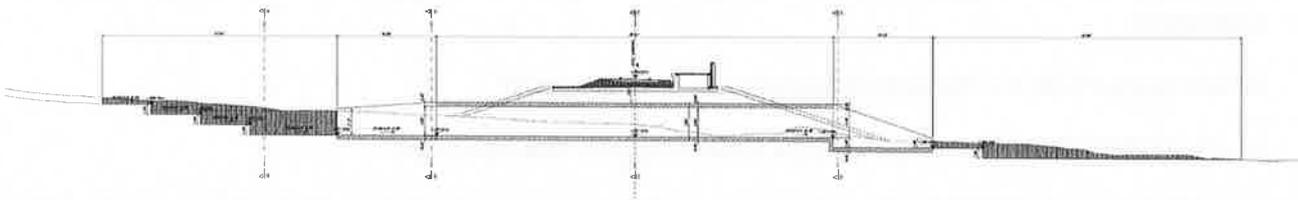


FIGURA 3-2: SEZIONE LONGITUDINALE

Nel seguito verrà esaminata una striscia di struttura, perpendicolare all'asse del tombino ed in corrispondenza del tracciato ferroviario, avente lunghezza di 1.00 m. Le caratteristiche geometriche del manufatto 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

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
3.5x3.5 – IN06**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	IN 00 00 003	A	7 di 37

Spessore massetto impermeabilizzante	H_m	0.00 m
Spessore del rinterro	H_r	1.50 m
Larghezza traversa	L_t	2.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	3.50 m
Larghezza netta	L_{int}	3.50 m
Spessore fondazione	S_f	0.40 m
Spessore soletta sup.	S_s	0.40 m
Spessore finitura soletta superiore	S_{fs}	0.00 m
Altezza libera	H_{int}	3.00 m
Altezza totale	H_{tot}	3.80 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m
Inclinazione asse tombino rispetto a quello ferroviario	β	31.00 °

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: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico: $\geq 7.5 \%$
- 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: $D_{max} = 25 \text{ mm}$
 copriferro minimo: $C_{f,min} \geq 50 \text{ mm}$

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. 11 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. 11 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. 8 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. 8. 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. 8.

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

$F_0 = 2.88$ g

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

$a_g = 0.0603$ g

$F_0 = 2.98$ g

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lungo tutto il tracciato superficialmente affiorano formazioni rocciose e localmente sono presenti depositi e coltri di alterazione delle formazioni litoidi (per maggiori dettagli vedasi la relazione geotecnica di cui al **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

In generale, lungo tutto il tracciato, 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 sono assunti coincidenti con quelli delle unità geotecniche con quelli delle unità geotecniche "a" e "b" (depositi di versante e coltri eluvio colluviali).

Ai fini della determinazione dei valori da assegnare alle molle alla Winkler, si assume prudenzialmente per il terreno di fondazione un modulo di compressibilità corrispondente al terreno sciolto e pari a $E' = 25$ MPa.

Il rinterro dell'opera avverrà con terreno da rilevato stradale/terreno di riporto lungo tutta l'altezza del manufatto. Per le caratteristiche dei rilevati stradali e del terreno imbarcato e di riporto, si assumono i seguenti parametri:

Peso di volume $\gamma = 19$ 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA					
	Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 3.5x3.5 – IN06	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 CL	DOCUMENTO IN 00 00 003	REV. A

7 DIMENSIONAMENTO SCATOLARE

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. 15).

L'analisi strutturale è svolta su una striscia di struttura avente lunghezza di 1.00 m, perpendicolare all'asse del tombino. Considerata la geometria dell'opera, si calcolano gli elementi più snelli del manufatto: le solette. In particolare, nel seguito viene presentato il calcolo della soletta superiore, in quanto il suo dimensionamento è rappresentativo anche della soletta inferiore. Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la soletta superiore è quello di una trave avente sezione 100 x 40 cmq e lunghezza 3.5 m.

Il vincolamento dei entrambi i nodi della trave è il medesimo:

$$r_x = r_y = r_z = 0,$$

$$u_y = u_z = 0,$$

con la seguente convenzione degli assi:

x = asse trasversale dello scatolare;

y = asse longitudinale dello scatolare;

z = asse verticale dello scatolare.

Il vincolamento delle traslazioni orizzontali viene realizzato inserendo una molla traslazionale in ciascuna estremità della trave, che ha il fine di modellare l'interazione tra la soletta superiore e la restante parte della struttura in c.a. . I dettagli del calcolo della sua rigidità sono illustrati nel seguente paragrafo.

La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.

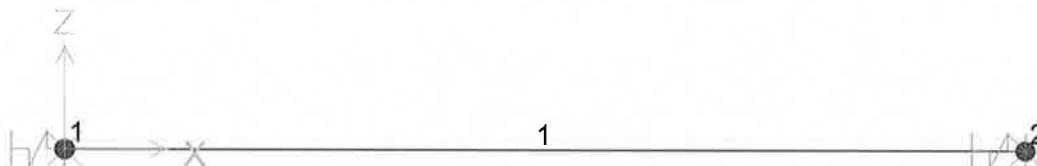


FIGURA 7-1: MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E NUMERAZIONE DEI NODI

7.2 RIGIDEZZA MOLLA TRASLAZIONALE

Al fine di ricavare la rigidità della molla traslazionale, si modella un portale incastrato alla base i cui elementi hanno tutti sezione 40x100 cmq. Ai due nodi in sommità in quota asse soletta si applica una forza di intensità nota (100 kN), come illustrato in Figura 7-2.

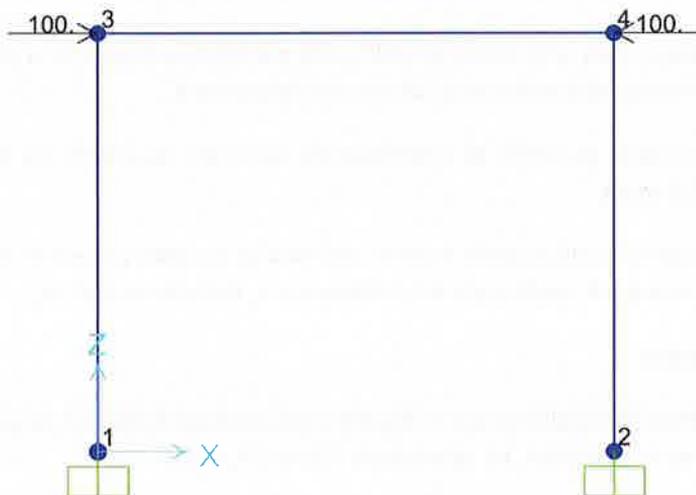


FIGURA 7-2: APPLICAZIONE DEL CARICO

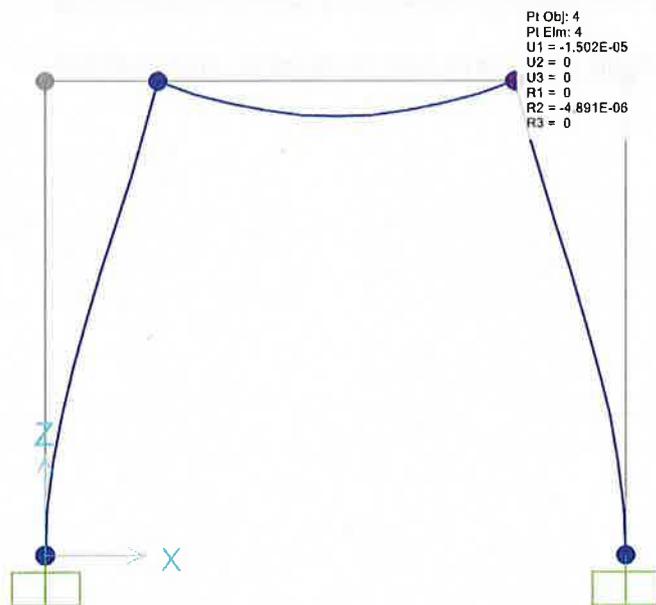


FIGURA 7-3: DETERMINAZIONE DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

Lo spostamento conseguente alla forza F applicata risulta pari a:

$$u_x = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Pertanto, la rigidità della molla traslazionale che viene applicata ai nodi 1 e 2 in Figura 7-1 risulta:

$$k_x = F/u_x = 6\,666\,667 \text{ kN/m.}$$



PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA
VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
3.5x3.5 – IN06

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	IN 00 00 003	A	14 di 37

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. 8, Ref. 11 e Ref. 14 per il coefficiente dinamico ϕ e il coefficiente di adattamento α , definito nel Ref. 8;
- Tramite analisi dinamica

I requisiti per determinare se è richiesta una analisi statica o dinamica sono indicati in Ref. 14. In particolare, si fa riferimento al diagramma di flusso come dal punto 6.4.4 del Ref. 14, riportato in Figura 7-4, 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].

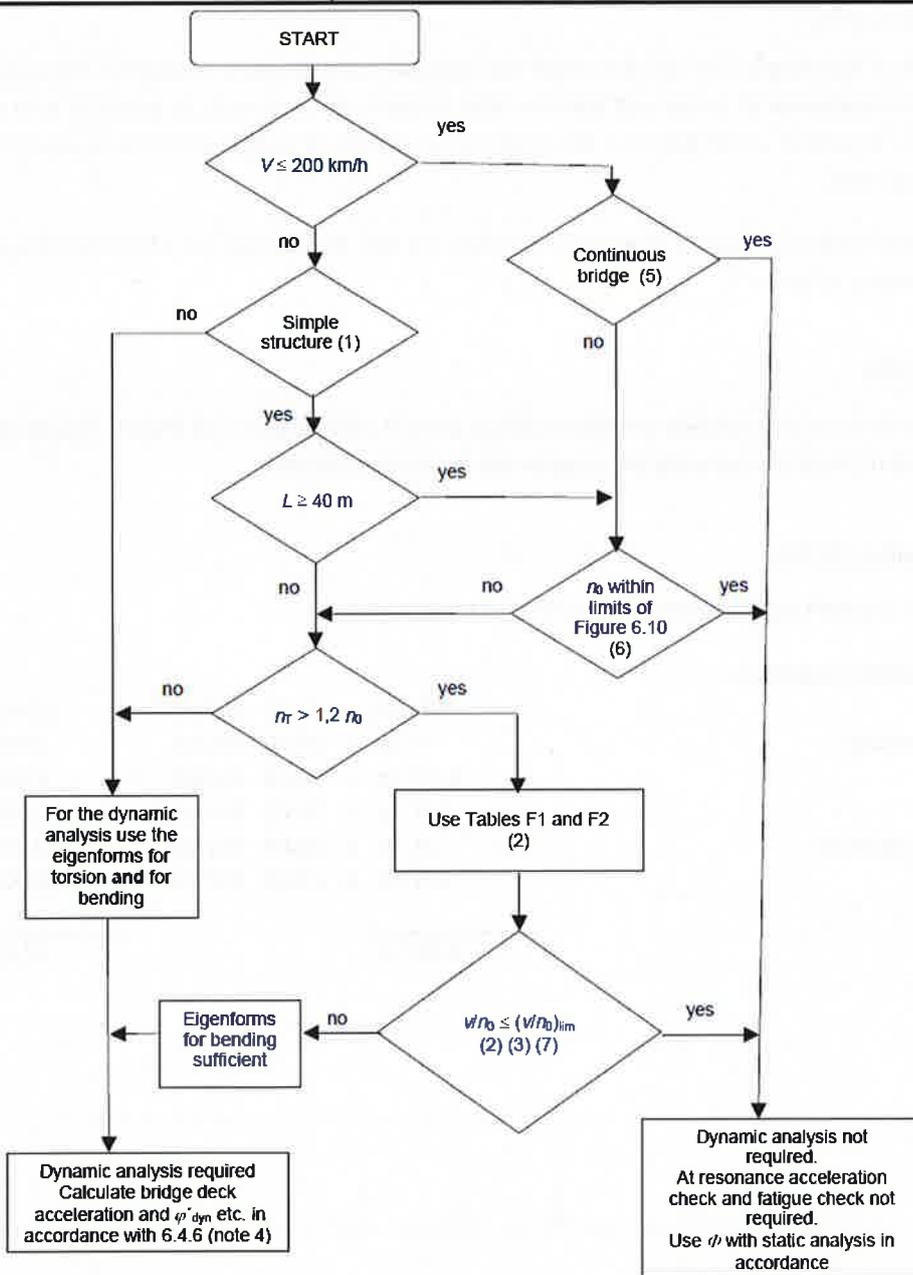


FIGURA 7-4: DIAGRAMMA DI FLUSSO PER DETERMINARE SE L'ANALISI DINAMICA È NECESSARIA

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. 8 e nel Ref. 11 (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:	1.5 m x 20.00 kN/mc =	30.00 kN/mq

2.72 m

52.8 kN/m/m

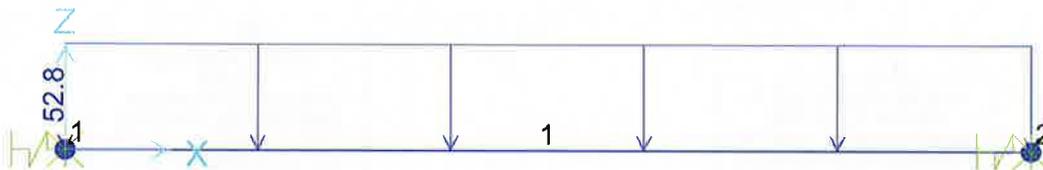


FIGURA 7-5: CARICHI PERMANENTI (PERM)

7.4.3 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. 8, 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.

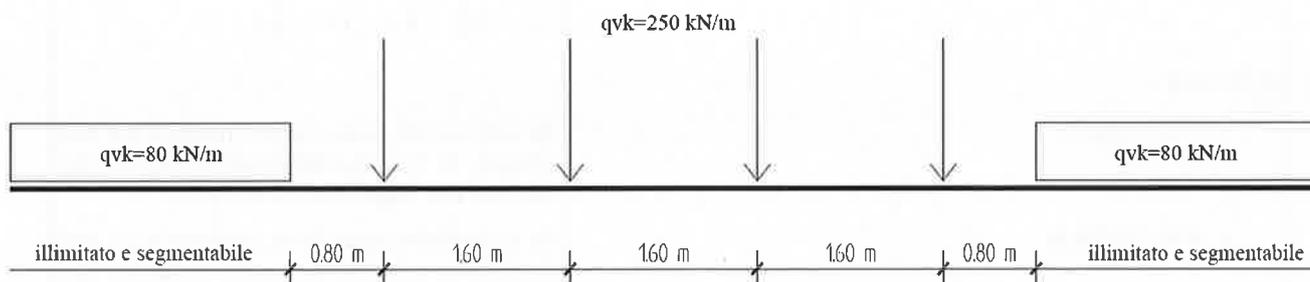


FIGURA 7-6: TRENO LM71

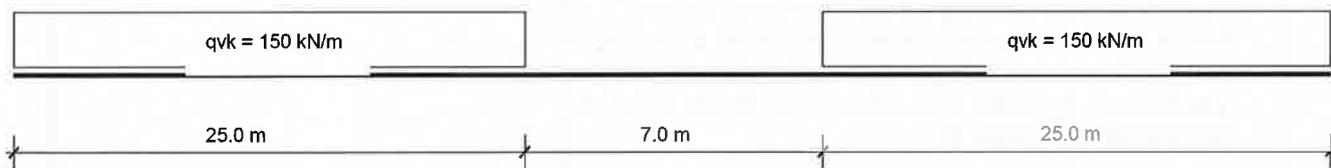


FIGURA 7-7: TRENO SW/2

COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al §2.5.1.4.2 del Ref. 11 al punto 6.4.5.2 del Ref. 14 e al Ref. 8.

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. 8 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	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	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. 8), per cui la diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_d = L_t + 2 \cdot ((H_b - H_{tb}) / 4 + (H_{sb} + H_{sc} + H_r) \cdot \tan(\phi') + S_s / 2) = 4,22 \text{ m}$$

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	4.55 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	4.22 m

Q_{vk} - Forze concentrate

Carico Q_{vk} (totale)	1000 kN
Carico Q_{vk} (ripartito) = $[1000/L_{d,l}] * \alpha * \Phi / L_d$	55.03 kN/mq

q_{vk} - Carico distribuito

Carico q_{vk}	80 kN/m
Carico q_{vk} (ripartito) = $80 * \alpha * \Phi / L_d$	28.17 kN/mq

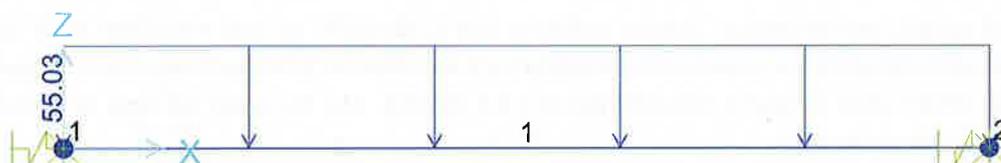


FIGURA 7-9: SOVRACCARICO FERROVIARIO (ACCM)

7.4.4 Frenatura e avviamento (AVV)

La forza di frenatura e avviamento è diretta secondo l'asse del binario. La forza di frenatura del modello SW/2 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. Si applica al modello la componente lungo la perpendicolare all'asse del tombino della forza di avviamento, distribuita sulla larghezza di diffusione del carico. Pertanto si avrà:

$$Q_{1ak} = 33/L_d \cdot \sin(\beta) = 33/4.22 \cdot \sin 31^\circ = 4.03 \text{ kN/mq}$$

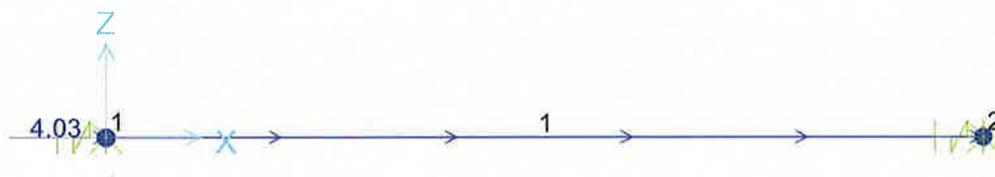


FIGURA 7-10: AZIONE DA FRENATURA/AVVIAMENTO (AVV)

7.4.5 Serpeggio (SERP)

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 rettilo 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, si applica al modello la componente lungo la perpendicolare all'asse del tombino della forza di serpeggio. Pertanto si avrà:

$$Q_{sk}=100 \cdot \alpha \cdot \cos(\beta) = 100 \cdot 1.1 \cdot \cos 31^\circ = 94.3 \text{ kN.}$$

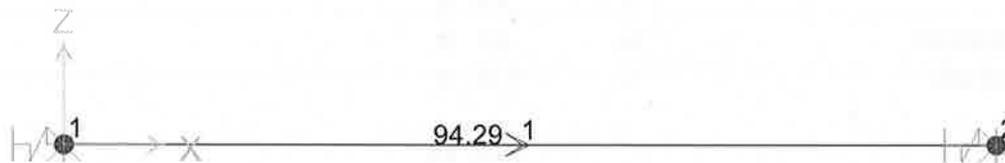


FIGURA 7-11: AZIONE DA SERPEGGIO (SERP)

7.4.6 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. 11). Pertanto, nel caso in esame, vengono trascurati gli effetti delle variazioni termiche.

7.4.7 Ritiro (RITIRO)

Gli effetti del ritiro sono valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\varphi(t, t_0)$, come definiti nel Ref. 13 e nel Ref. 8. La variazione termica uniforme equivalente che ne risulta è pari a $\Delta T_{\text{equivalent}} = -10.1^\circ\text{C}$ (si vedano i dettagli dei calcoli nella tabella seguente). Ipotizzando che il getto della soletta in esame avvenga per fasi e per conci non adiacenti in modo da realizzare porzioni di volume di getto sufficientemente ridotte, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto, gli effetti del ritiro sono applicati nel modello della soletta come una variazione termica uniforme equivalente, pari a $\Delta T_{\text{equivalent}} = -5^\circ\text{C}$.

Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
3.5x3.5 – IN06

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	IN 00 00 003	A	21 di 37

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_a	=	210000	[MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio

Tempo e ambiente

A_c	=	0.4	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	1	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	800	[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}	=	1.250	[-]	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	=	1439.6	[-]	Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimension convenzionale h_0 (Formula B.8a/B.8b EN 1992-1-1)
$\beta_c(t, t_0)$	=	0.9837	[-]	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 $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.6641	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.637	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	12453	[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
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.965785	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \epsilon_{cd,0}$	=	0.000215	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	=	0.00026541	[-]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	26.5	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	10.1	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità



PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA
VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
3.5x3.5 – IN06

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	IN 00 00 003	A	22 di 37

7.4.8 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. 11, 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:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

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:

$$G1 + G2 + \psi 2j Qkj$$

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

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	142.7 kN/m
Carico variabile SW/2 totale agente	124.5 kN/m
LM71	142.7 kN/m

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	0.56 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	2.93 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.45 kN/mq

Forza orizzontale totale (F'h) **3.94 kN/mq**

Sisma verticale (SISMA_V)

Azione inerziale peso proprio	0.28 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	1.47 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.23 kN/mq

Forza verticale totale (F'v) **1.97 kN/mq**

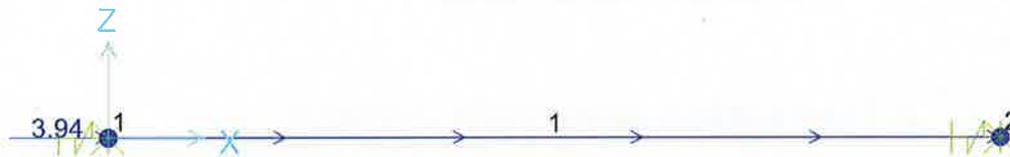


FIGURA 7-12: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA ORIZZONTALE (SISMA_H)

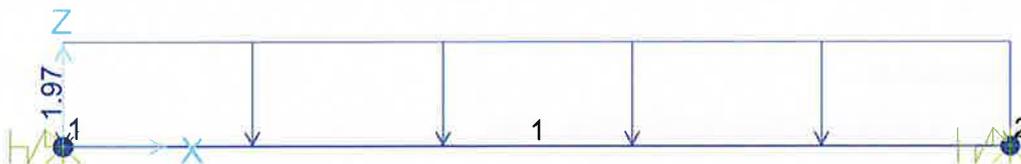


FIGURA 7-13: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA VERTICALE (SISMA_V)

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA					
	Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 3.5x3.5 – IN06	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 CL	DOCUMENTO IN 00 00 003	REV. A

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. 8 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 7-14: 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 7-14) 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 7-15: 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 7-16: 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. 8 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 DI BONORVA-TORRALBA					
	Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari 3.5x3.5 – IN06	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 CL	DOCUMENTO IN 00 00 003	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 7-17: 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 7-18) 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
2	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
	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 7-18: 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. 8) 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
Carico variabile LM71	ACCM
Avviamento e frenatura	AVV
Serpeggio	SERP
Variatione termica sulla soletta superiore	TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V

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	ACCM	AVV	SERP	TERM	RITIRO	Sisma H	Sisma V
SLU01	1.35	1.5	1.45	1.45	0.73	0	0	0	0
SLU02	1.35	1.5	1.45	1.45	0	-0.9	1.2	0	0
SLU03	1.35	1.5	1.45	0.73	1.45	0	0	0	0
SLU04	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	0
SLU05	1.35	1.5	1.45	1.45	0	-0.9	0	0	0
SLU06	1	1	0	0	0	0	0	0	0
SLU07	1.35	1.5	1.45	0	0	0.9	1.2	0	0
SLU08	1.35	1.5	1.45	0	0	-0.9	1.2	0	0
SLU09	1.35	1.5	1.16	0	0	-1.5	1.2	0	0
SLU10	1.35	1.5	1.16	0	0	1.5	1.2	0	0
SLV01	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	1	0.3
SLV02	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	1	-0.3
SLV03	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	-1	0.3
SLV04	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	-1	-0.3
SLV05	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	0.3	1
SLV06	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	0.3	-1
SLV07	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	-0.3	1
SLV08	1	1	0.2	0.2	0.2	-0.5	1	-0.3	-1
SLE-RARA01	1	1	0.8	-0.8	-0.8	-0.6	0	0	0
SLE-RARA02	1	1	0.8	0.8	0.8	0.6	0	0	0
SLE-RARA03	1	1	0.8	0.8	0.8	-0.6	1	0	0

FIGURA 7-19: 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. 15). 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:

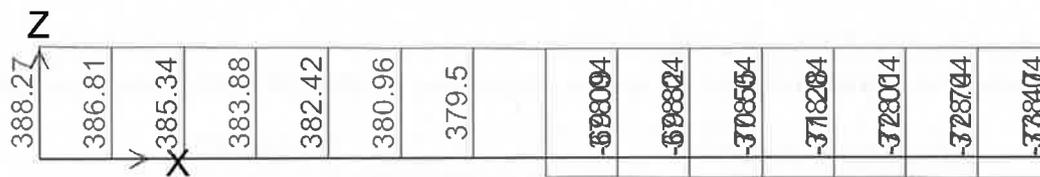


FIGURA 7-20: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLU/SLV

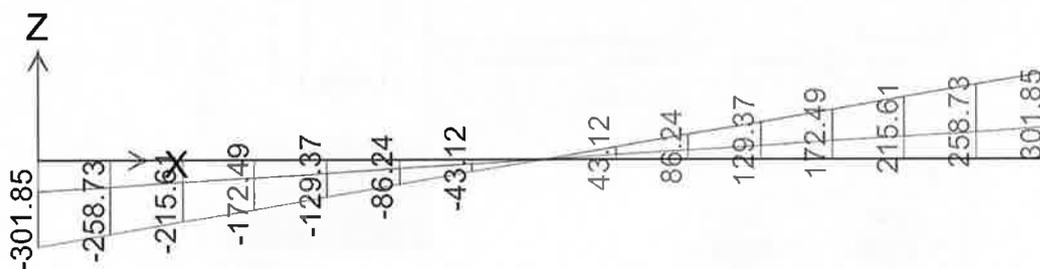


FIGURA 7-21: TAGLIO - INVILUPPO SLU/SLV



FIGURA 7-22: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLU/SLV

7.7 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito vengono riportate le verifiche allo SLU e le verifiche di fessurazione Della soletta superiore del tombino.

7.7.1 Verifica allo SLU

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	388	-302	-176
SLU03	-73	302	-176
SLU02	378	0	88

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-23, armata all'estradosso con $\varnothing 20/10''$ e all'intradosso con $\varnothing 20/20''$.

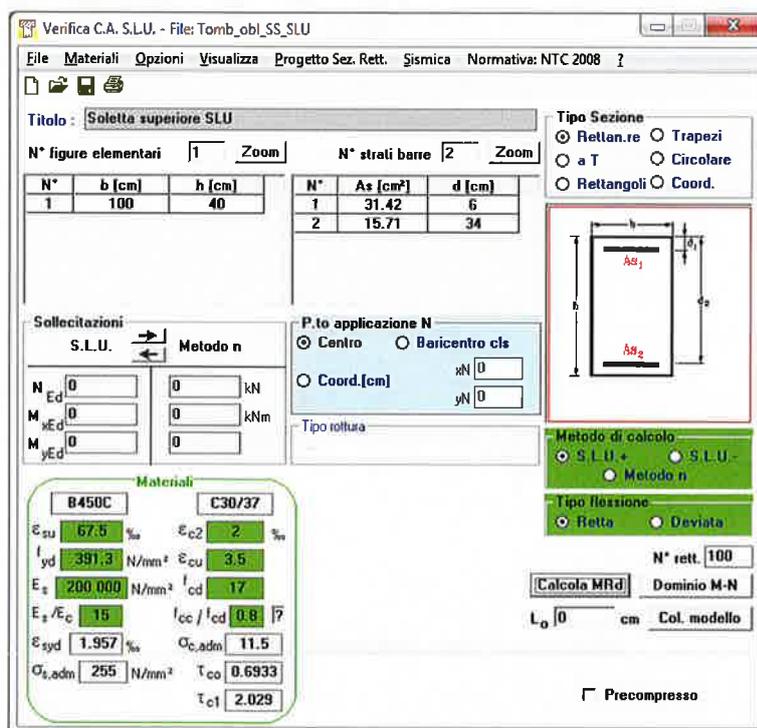


FIGURA 7-23: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA SUPERIORE

In Figura 7-24 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.

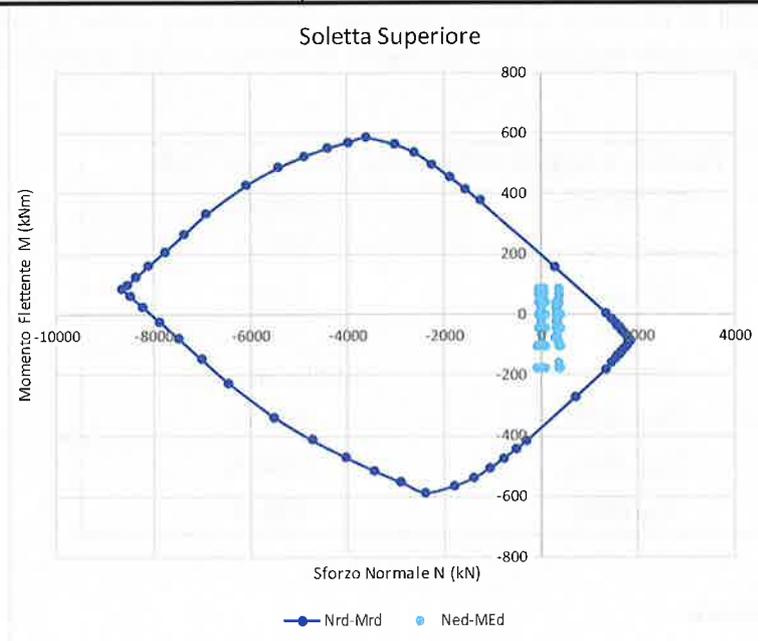


FIGURA 7-24: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA SUPERIORE

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)	400.0		altezza della sezione
d (mm)	340.0		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)	1571.0		armatura longitudinale
k	1.77		fattore di ingranamento
v_{min}	0.45		tensione resistente minima
ρ_l	0.0046		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)	173.2	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)	338.0
V_{Rd2} (kN)	1300.5
V_{Rd} (kN)	338.0

7.7.2 Verifica allo SLE: Fessurazione

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si riporta nel presente paragrafo quella dello stato limite di fessurazione. L'andamento dell'involuppo delle sollecitazioni agli SLE, riferite alla combinazione RARA, è riportato nella Figura 7-25 e Figura 7-26. Le sollecitazioni ritenute più significative per la verifica agli SLE sono riassunte nella Figura 7-28 e sono riferite alle sezioni rappresentate in Figura 7-27.

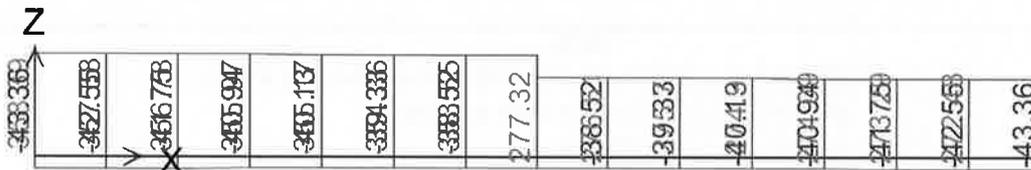


FIGURA 7-25: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLE-RARA

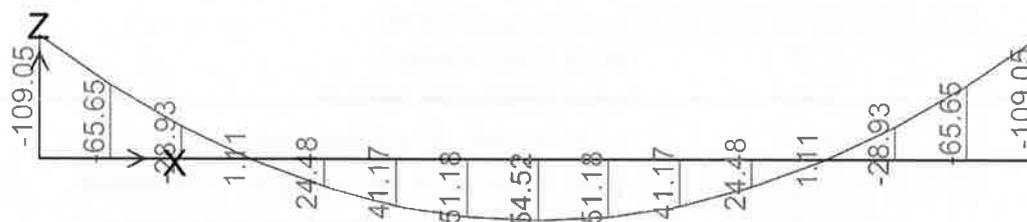


FIGURA 7-26: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLE-RARA


FIGURA 7-27: 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	400	100	6	34	-109	358
2	400	100	6	34	55	353

FIGURA 7-28: 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. 11):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 8, 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. 8;

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

7-29). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

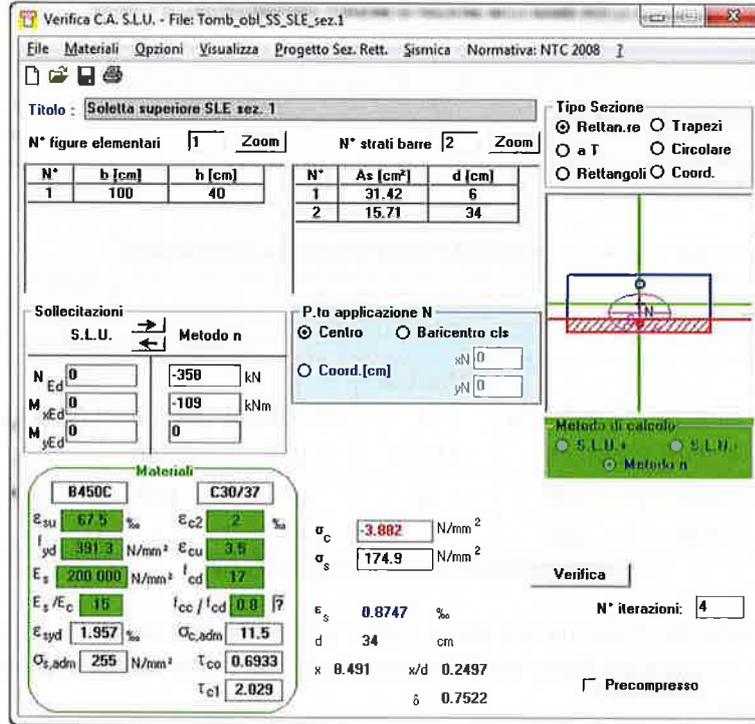


FIGURA 7-29: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 1

**Relazione di calcolo strutturale tombini ferroviari
3.5x3.5 – IN06**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	IN 00 00 003	A	35 di 37

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}	KN*m
N_{Ed}	KN
b	1000 mm
h	400 mm
A'_s	1571 mm ²
A_s	3142 mm ²
d	340 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	60 mm
ricoprimento barra più esterna	50 mm
$\phi 1$	20 mm
$n 1$	10 -
$\phi 2$	0 mm
$n 2$	0 -
ϕ_{eq}	20.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	84.91 mm
$2.5(h-d)$	150.0 mm
$(h-x)/3$	105.0 mm
$h/2$	200.0 mm
$h_{c,eff}$	105.0 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	105030 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.02992 -
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	175 MPa
ϵ_{sm}	0.000610 -
$5*(c+\phi/2)$	300.0 mm
$1.3*(h-x)$	409.6 mm
$k 3*c+k 1*k 2*k 4*\phi/r$	283.7 mm
$\Delta_{s,max}$ zona esterna barra	283.7 mm
w_d zona esterna alla barra	0.173 mm
$\Delta_{s,max}$ zona barra	283.7 mm
w_d zona barra	0.173 mm

Nella Sezione 2, lo stato limite di formazione delle fessure non viene superato (Figura 7-30). La verifica di fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

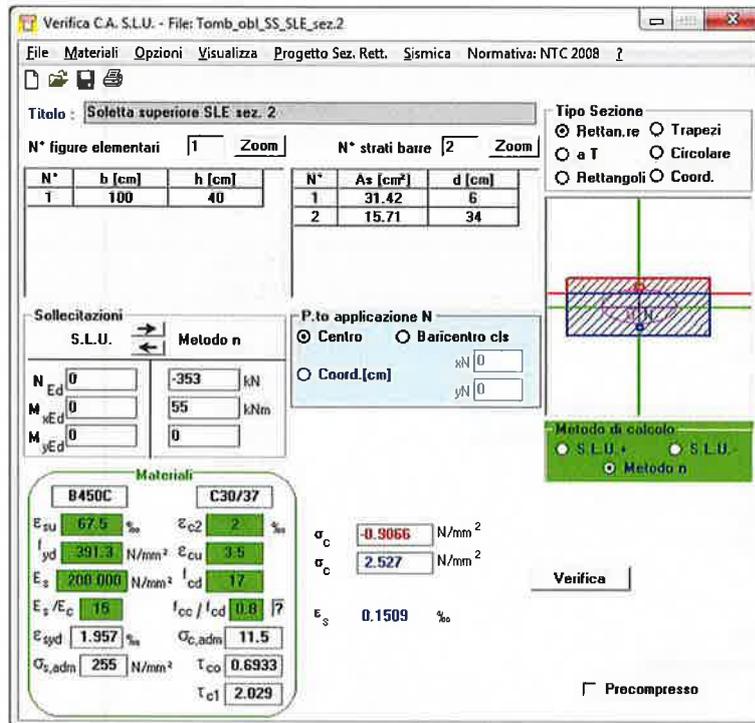


FIGURA 7-30: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 2

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 INCIDENZA ARMATURA

In questo paragrafo sono riassunti i valori delle incidenze delle armature per lo scatolare del tombino.

8.1 SCATOLARE

I valori delle incidenze di armature lenta sono indicati di seguito:

Soletta superiore: 140 kg/mc

	Numero	Spessore (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. ivo	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiorat. ivo	Peso armatura (kg)	
Soletta Inferiore	1	0.4	3.5	1.4	Ø20/10	20	10	3142	2.47	1.10	27	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	140
					Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	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.

Siccome il dimensionamento della soletta superiore è rappresentativo anche di quella inferiore, l'incidenza dell'armatura di quest'ultima risulta:

Soletta inferiore: 140 kg/mc

La parte restante della struttura in c.a. è armata con un'armatura avente un'incidenza di 60 kg/mc.

Pertanto, la media pesata dell'incidenza di armatura lenta sull'intero tombino è pari a: **70 kg/mc**

	Volume (mc/m)	Incidenza (kg/mc)
Soletta inferiore	1.4	140
Restante struttura in c.a.	609	60
Soletta superiore	1.4	140

