

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

INTERFERENZE VIARIE

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

SCALA:

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

RR0H 01 D 13 CL SL0105 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Bianchi	15 MARZO 2018	A. Chivella	15 MARZO 2018	T. PACIOTTI	15 MARZO 2018	L. BERARDI 15 MARZO 2018
								ORDINE INGEGNERI ITALIA 20761

File: RR0H01D13CLSL0105001A.doc

n. Etab.:

315

INDICE

1	PREMESSA	6
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	6
2.3	SOFTWARE.....	6
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	7
3.1	SCATOLARE	7
3.2	MURI ANDATORI.....	9
4	MATERIALI	13
4.1	ACCIAIO	13
4.1.1	<i>Acciaio per armatura strutture in c.a.....</i>	<i>13</i>
4.2	CALCESTRUZZO	13
4.2.1	<i>Calcestruzzo magro e getto di livellamento.....</i>	<i>13</i>
4.2.2	<i>Calcestruzzo sottovia scatolari (compresi muri d'ala).....</i>	<i>13</i>
5	CRITERI PROGETTUALI.....	14
5.1	VELOCITÀ DI PROGETTO DELLA LINEA.....	14
5.2	CATEGORIA DI LINEA	14
5.3	VITA NOMINALE	14
5.4	CLASSE D'USO	14
5.5	AZIONE SISMICA.....	15
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	16
7	DIMENSIONAMENTO SCATOLARE	18
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	18
7.2	INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE	19

7.3	EFFETTI DINAMICI.....	19
7.4	ANALISI DEI CARICHI.....	22
7.4.1	<i>Peso proprio (PP)</i>	22
7.4.2	<i>Permanenti portati (PERM)</i>	22
7.4.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	23
7.4.4	<i>Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (ACCM)</i>	25
7.4.5	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario (SPACCSX e SPACCDX)</i>	29
7.4.6	<i>Frenatura e avviamento (AVV)</i>	30
7.4.7	<i>Serpeggio</i>	31
7.4.8	<i>Carichi Mobili da traffico veicolare (VEICOLI)</i>	31
7.4.9	<i>Urti da traffico veicolare (URTO)</i>	32
7.4.10	<i>Azione termiche (TERM)</i>	34
7.4.11	<i>Ritiro (RITIRO)</i>	34
7.4.12	<i>Azione Sismica</i>	36
7.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	40
7.5.1	<i>Coefficienti di combinazione</i>	40
7.5.2	<i>Combinazioni SLU/SLV/SLE/ECC</i>	45
7.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	47
7.6.1	<i>Risultati Analisi Strutturali</i>	47
7.7	VERIFICHE STRUTTURALI	49
7.7.1	<i>Soletta Superiore</i>	49
7.7.2	<i>Piedritti</i>	51
7.7.3	<i>Soletta Inferiore</i>	54
7.7.4	<i>Verifica allo SLE: Fessurazione</i>	56
7.8	VERIFICHE GEOTECNICHE	66

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	4 di 114

7.8.1	Verifica della capacità portante.....	66
7.8.2	Verifica a Scorrimento.....	69
7.8.3	Verifica dell'eccentricità della fondazione	70
7.8.4	Scarichi all'intradosso della fondazione.....	71
7.8.5	Risultati verifiche.....	73
8	DIMENSIONAMENTO MURI ANDATORI	74
8.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	74
8.2	INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE	75
8.3	ANALISI DEI CARICHI.....	76
8.3.1	Peso proprio (PP).....	76
8.3.2	Permanenti portati (PERM).....	76
8.3.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX).....	76
8.3.4	Spinta sui muri prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario (SPACCSX e SPACCDX)	82
8.3.5	Carichi Mobili da traffico veicolare (VEICOLI)	86
8.3.6	Azioni termiche (TERM).....	87
8.3.7	Ritiro (RITIRO)	87
8.3.8	Azione Sismica.....	90
8.3.9	Forze inerziali associate al sisma (SISMA_H/ SISMA_V)	90
8.3.10	Spinta sismica terreno SPSPDX e SPSSX	92
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO	93
8.4.1	Coefficienti di combinazione	93
8.4.2	Combinazioni SLU/SLV/SLE	97
8.5	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	99
8.5.1	Risultati Analisi Strutturali	99
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI	100

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	5 di 114

8.6.1	Muri.....	100
8.6.2	Soletta di fondazione a tergo dei muri.....	105
8.6.3	Soletta di fondazione centrale	107
8.6.4	Verifica allo SLE: Fessurazione	110
9	INCIDENZA ARMATURA	114
9.1	SCATOLARE	114
9.2	MURI ANDATORI	114

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche delle opere al km 1+000.90 della Variante Bauladu nell'ambito della progettazione definitiva dell'itinerario San Gavino – Sassari – Olbia.

In particolare, tali opere riguardano un sottovia ed i relativi muri andatori a sostegno del rilevato all'imbocco del sottovia; per la descrizione della struttura si veda il punto 3 della presente relazione.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Ref. 1 - RR0H01D13PASL0105001A, pianta profilo e sezione sottovia alla progr. 1+000.90

Ref. 2 - RR0H01D13BASL0105001A, Carpenteria sottovia progr. 1+000.90

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

Ref. 3 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.

Ref. 4 - 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. 5 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Ref. 6 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"

Ref. 7 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"

Ref. 8 - UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

Ref. 9 - UNI EN 1991-2:2003/AC:2010: EUROCODICE 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

2.3 SOFTWARE

Ref. 10 - SAP2000, Computers and Structures Inc., versione 2017, versione 19.2.1

Ref. 11 - FineGeo, Spread Footing, versione 2018.22

Ref. 12 - FineGeo, Earth Pressure, versione 2018.22

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia strutturale adottata per il sottovia oggetto della progettazione definitiva è quella di uno scatolare in C.A. Il sottovia è completato da muri andatori che hanno lo scopo di contenere il rilevato ferroviario inclinati di 45° rispetto all'asse longitudinale dello scatolare. All'interno dello scatolare è previsto il passaggio di una strada a doppio senso di marcia con una carreggiata di larghezza 7.5 m.

3.1 SCATOLARE

La distanza fra piano ferro ed estradosso soletta superiore è pari a 1.25 m. Lo scatolare ha uno sviluppo longitudinale in asse tracciato di 12.7 m e trasversalmente è largo 12.4 m ed ha un'altezza di 8.7 m. Esso ha dimensioni interne 10.40x6.70 m, con piedritti, soletta superiore e soletta inferiore di spessore 1.00 m.

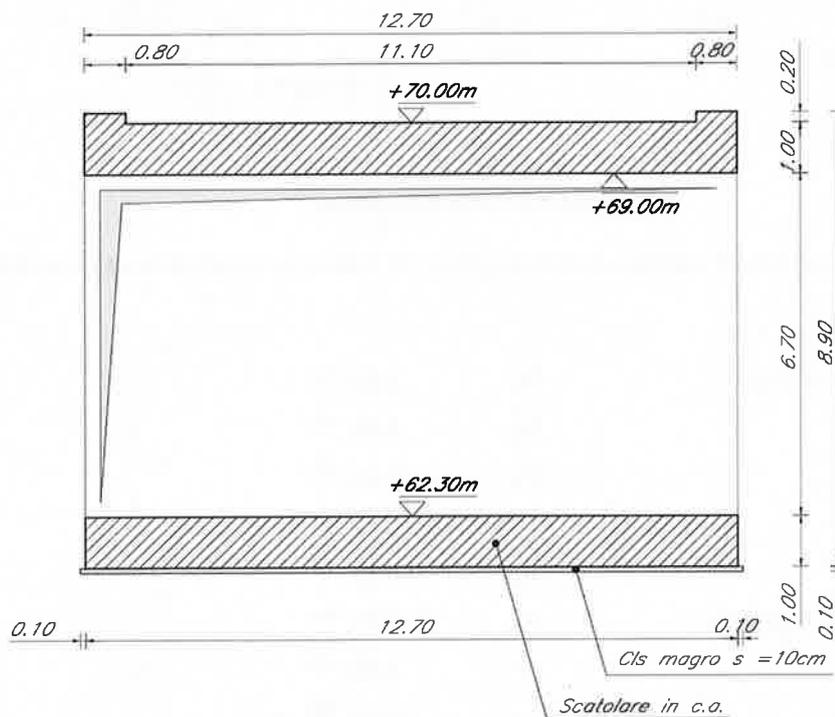


FIGURA 3-1: SEZIONE LONGITUDINALE

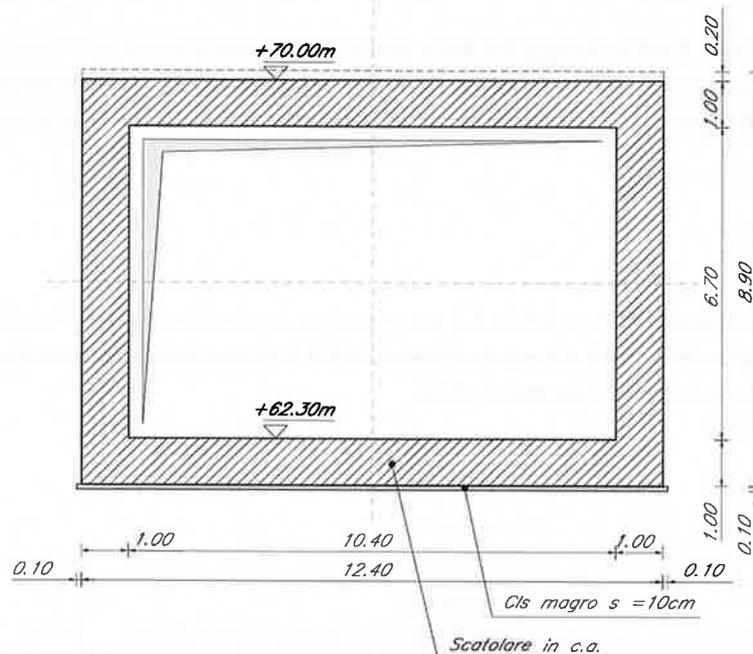


FIGURA 3-2: PROSPETTO TRASVERSALE

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare 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
Spessore del massetto impermeabilizzante	H_r	0.05 m
Larghezza traversa	L_t	2.40 m
Larghezza totale del sottopasso	L_{tot}	12.40 m
Larghezza netta del sottopasso	L_{int}	10.40 m
Spessore fondazione	S_f	1.00 m
Spessore soletta sup.	S_s	1.00 m
Spessore piedritti	S_p	1.00 m
Spessore finitura soletta superiore	S_{fs}	0.00 m
Spessore rilevato e pacchetto stradale vuoto per pieno	S_{strada}	1.43 m
Altezza libera del sottopasso	H_{int}	6.70 m
Altezza totale del sottopasso	H_{tot}	8.70 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m

3.2 MURI ANDATORI

I muri andatori hanno un'altezza variabile da 2.9m a 7.35 m e uno spessore variabile che in sommità è pari a 0.4 m ed aumenta all'aumentare della profondità con una pendenza 1:10 rispetto alla verticale. La soletta di fondazione ha spessore 1 m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di struttura avente lunghezza di 1.00 m avente caratteristiche geometriche medie. La striscia di calcolo larga 1 m considerata nel calcolo è rappresentata in Figura 3-3. Le caratteristiche geometriche della sezione di calcolo sono le seguenti:

Larghezza totale	L_{tot}	30.98 m
Larghezza fondazione sotto rinterro	L_f	6.56 m
Larghezza fondazione sotto rilevato stradale	L_s	17.86 m
Spessore fondazione	S_f	1.00 m
Spessore medio muri andatori	S_p	0.67 m
Spessore rilevato e pacchetto stradale vuoto per pieno	S_{strada}	1.43 m
Altezza muro andatore	H_p	5.15 m
Altezza totale	H_{tot}	6.15 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	10 di 114

**PIANTA FONDAZIONI SCATOLARE E MURI
CARPENTERIA**
SCALA 1:100

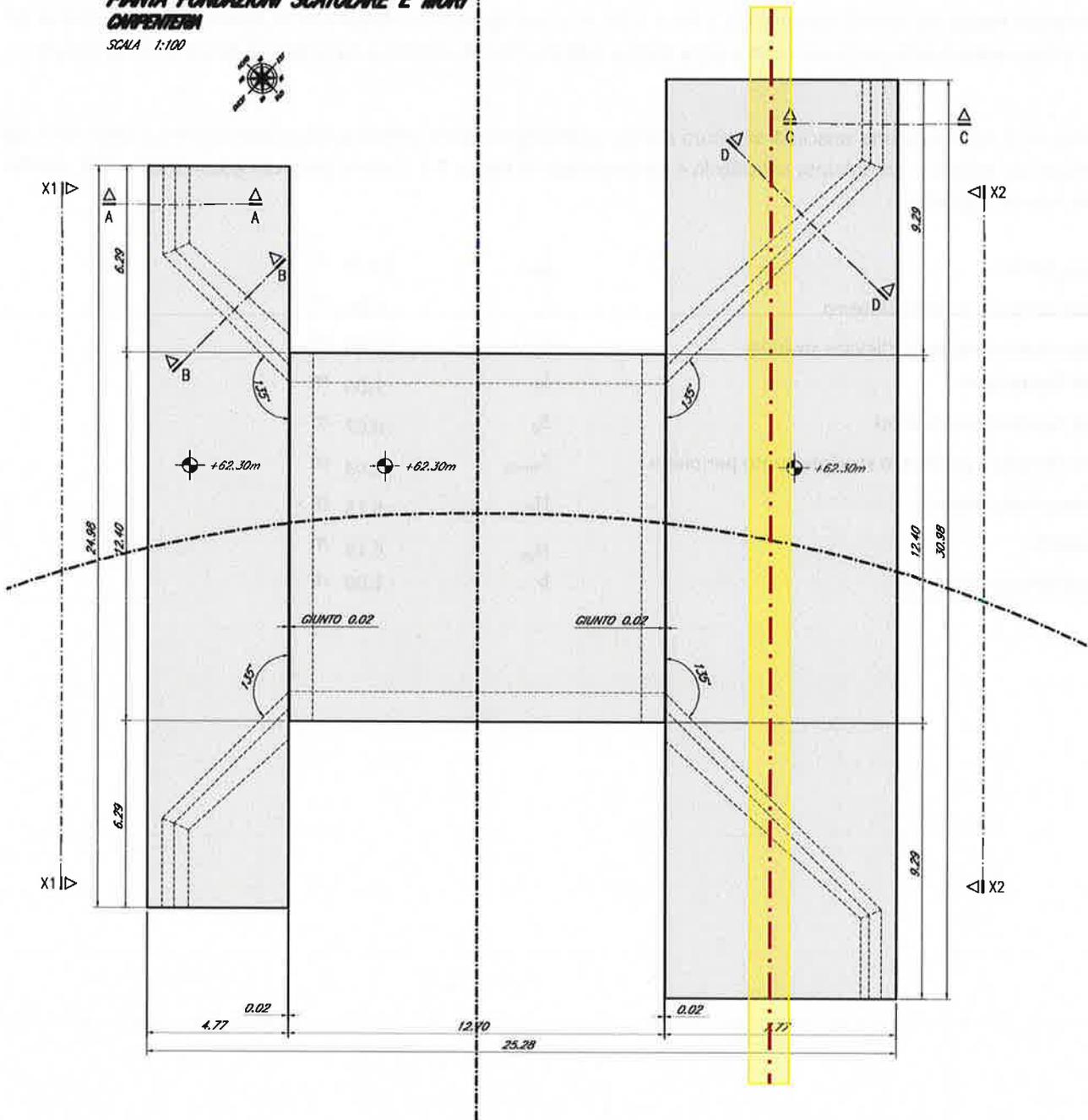


FIGURA 3-3: RAPPRESENTAZIONE DELLA STRISCIA DI CALCOLO DEL MURO ANDATORE IN PIANTA (LINEA ROSSA E CAMPITURA GIALLA)

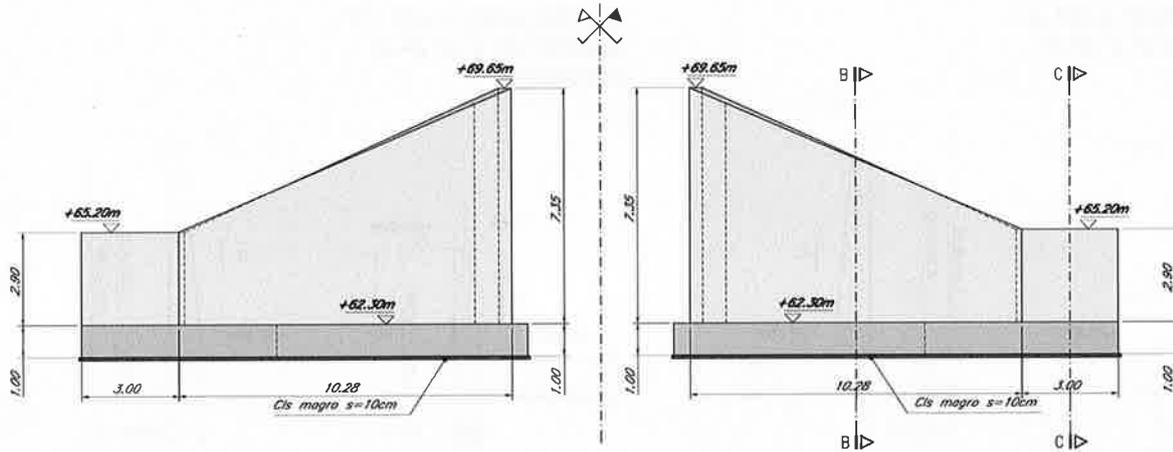


FIGURA 3-4: PROFILO MURO DESTRO LATO X2

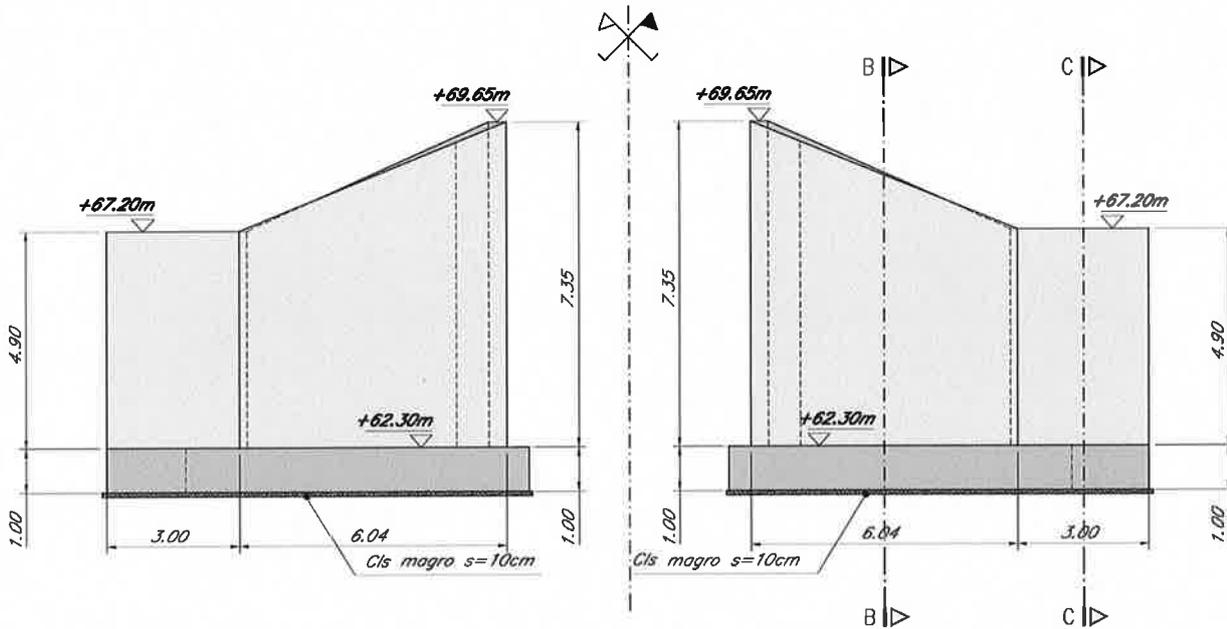


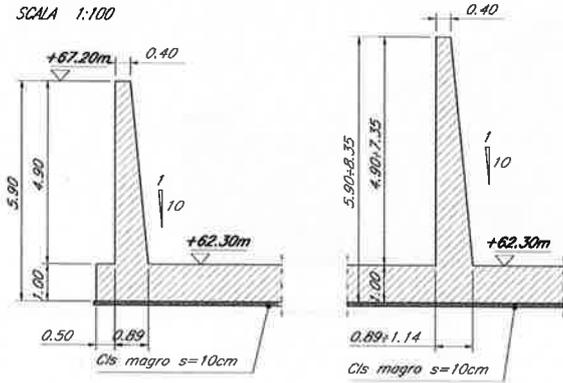
FIGURA 3-5: PROFILO MURO SINISTRO LATO X1

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	12 di 114

SEZIONI MURO LATO X1
SEZIONE A-A E B-B
CARPENTERIA

SCALA 1:100



SEZIONI MURO LATO X2
SEZIONE C-C E D-D
CARPENTERIA

SCALA 1:100

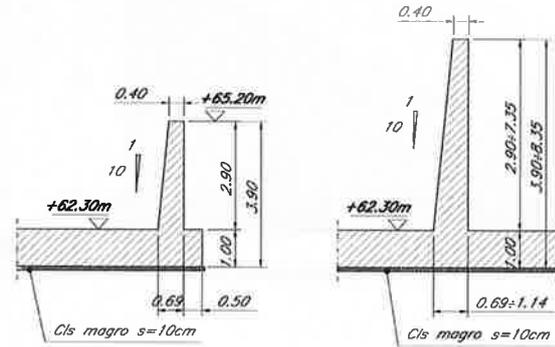


FIGURA 3-6: SEZIONI MURO

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 sottovia scatolari (compresi muri d'ala)

- Classe di resistenza: C30/37
- classe di consistenza: S3 - S4
- classe di esposizione: XC3
- dimensione massima dell'inerte: $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

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. 6 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. 6 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. 3 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. 3. 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. 3.

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 RR0H01D13RBOC0001001A).

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 dell'opera avverrà con terreno da rilevato ferroviario/terreno di riporto lungo tutta l'altezza del sottopasso (Figura 6-1). 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 $c' = 0$

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

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	17 di 114

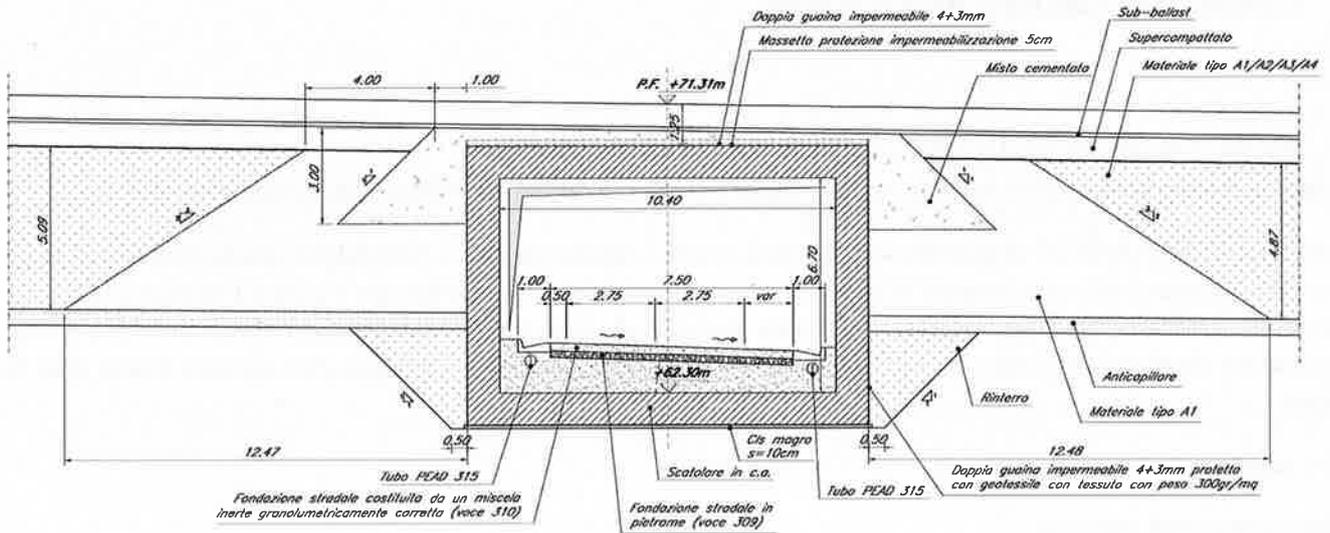


FIGURA 6-1: SEZIONE TRASVERSALE CON TERRENO DI RIPORTO

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. 10).

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 100 cmq

Piedritti: Sezione 100 x 100 cmq

Soletta inferiore: Sezione 100 x 100 cmq

Affinché la modellazione della struttura dia risultati soddisfacenti il passo massimo della suddivisione interna in elementi finiti è stato fissato in 0.50 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

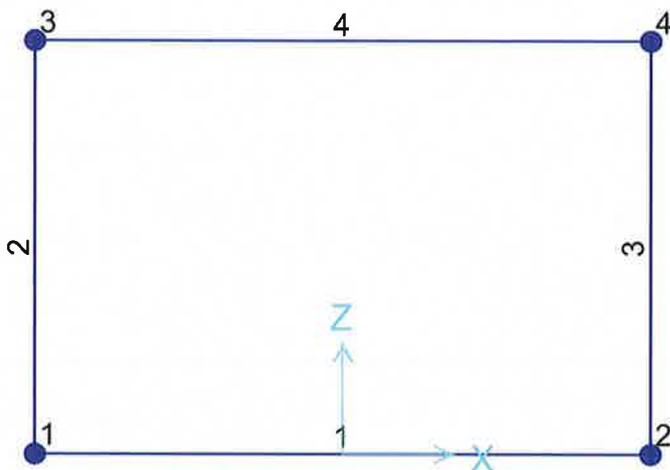


FIGURA 7-1: MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E NUMERAZIONE DEI NODI

7.2 INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

A favore di sicurezza, si considera l'unità B2 come terreno di fondazione del sottovia. 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	12.4 m	larghezza fondazione
L	12.7 m	lato maggiore della fondazione
L/B	1.02	
c_t	0.866	fattore di forma (Interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960)
Kw	2559 kN/mc	
	kN/mq/	
k	2559 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. 3, Ref. 6 e Ref. 9 per il coefficiente dinamico ϕ e il coefficiente di adattamento α , definito nel Ref. 3;
- Tramite analisi dinamica

I requisiti per determinare se è richiesta una analisi statica o dinamica sono indicati in Ref. 9. In particolare, si fa riferimento al diagramma di flusso come dal punto 6.4.4 del Ref. 9, 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].

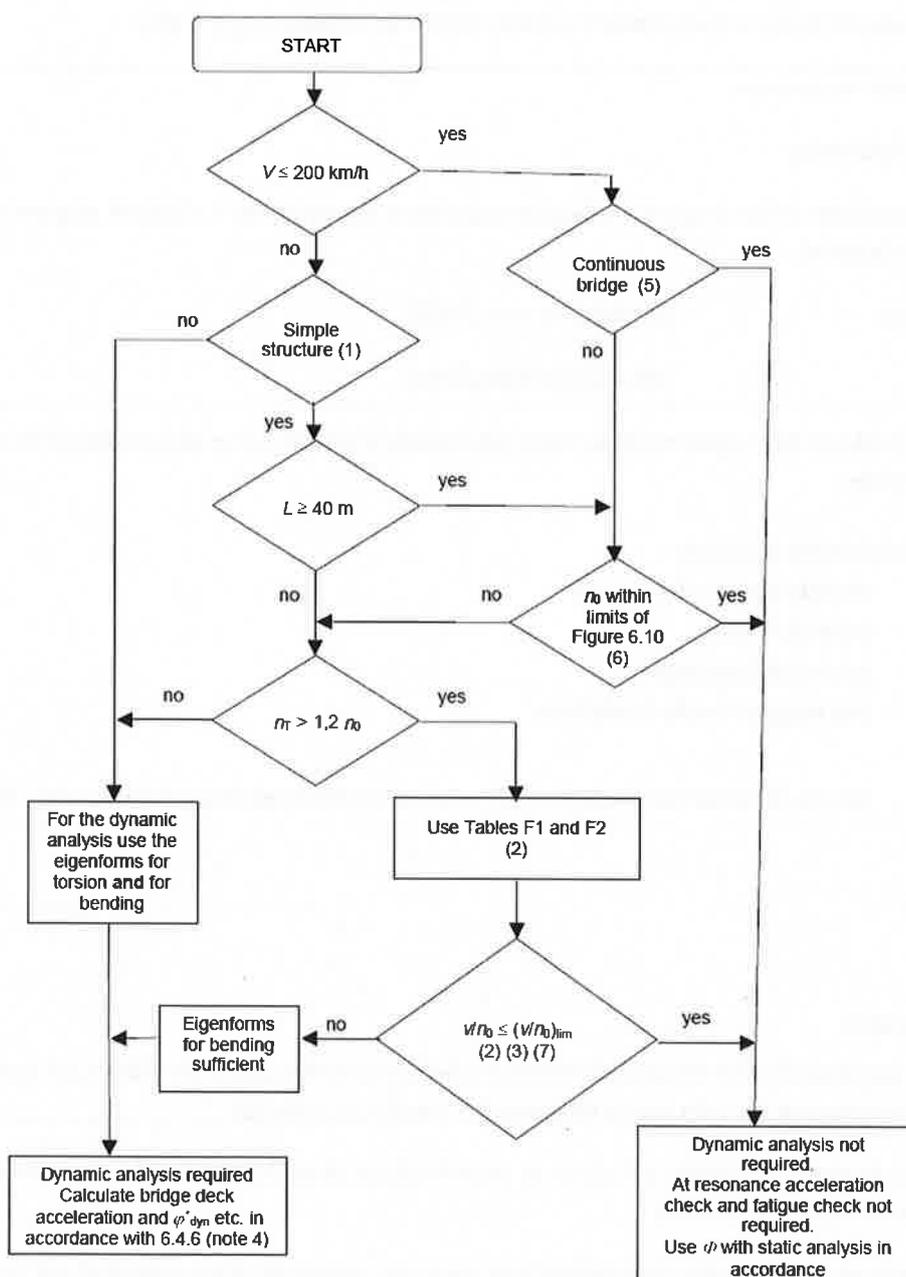


FIGURA 7-2: DIAGRAMMA DI FLUSSO PER DETERMINARE SE L'ANALISI DINAMICA È NECESSARIA



PROGETTO DEFINITIVO

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

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	21 di 114

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, in condizioni eccezionali 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. 3 e nel Ref. 6 (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:	0.05 m x 25.00 kN/mc =	1.25 kN/mq
	1.27 m	24.05 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: $24.05 * (1.00/2) = 12.03$ kN/m

Sulla soletta inferiore sono stati considerati i carichi permanenti relativi al rilevato e alla sovrastruttura stradale:

Carichi permanenti soletta inferiore

Rilevato e sovrastruttura stradale: 1.43 m x 20.00 kN/mc = 28.60 kN/mq

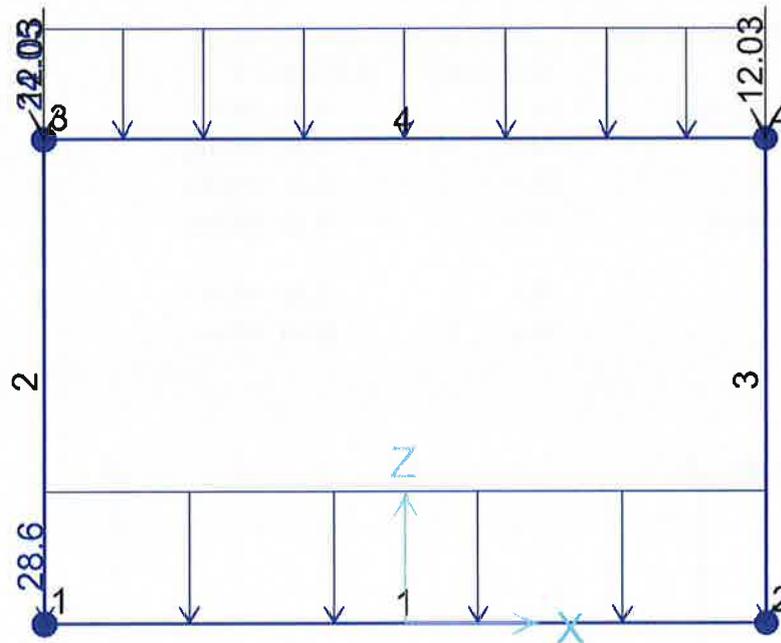


FIGURA 7-3: CARICHI PERMANENTI (PERM)

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. 6, §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 sottopasso. 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 =	9.24 kN/mq
Spinta asse soletta superiore	P2 =	13.09 kN/mq
Spinta asse soletta inferiore	P3 =	72.27 kN/mq
Spinta alla quota di intradosso sol. Inf.	P4 =	76.12 kN/mq
Spinta semispessore sol. sup.	F1 =	5.58 kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2 =	37.10 kN/m

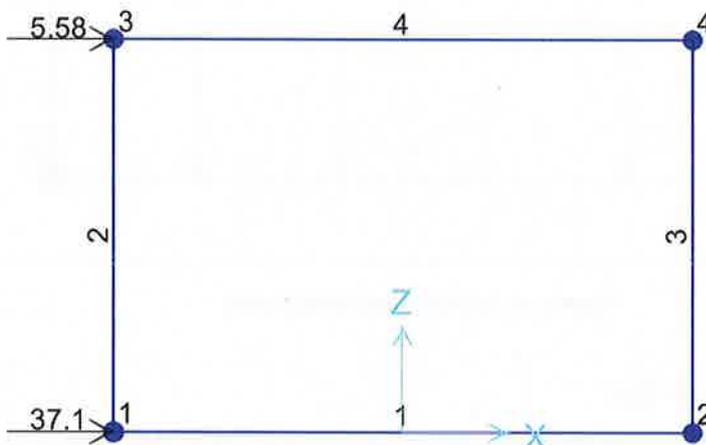


FIGURA 7-4: CARICO CONCENTRATO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

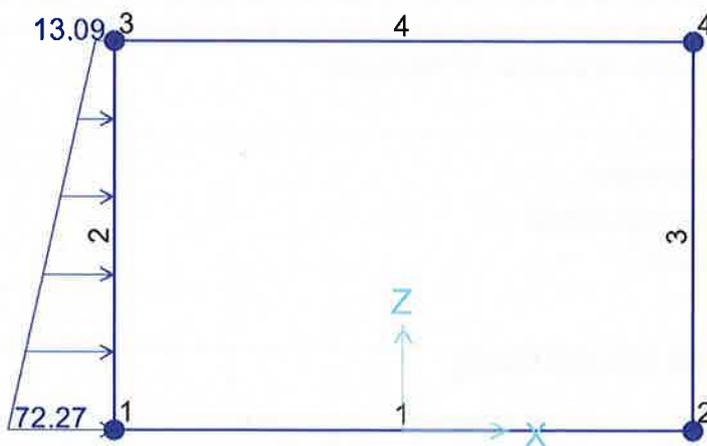


FIGURA 7-5: CARICO DISTRIBUITO DOVUTO ALLA SPINTA DEL TERRENO (SPTSX)

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. 3, 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.

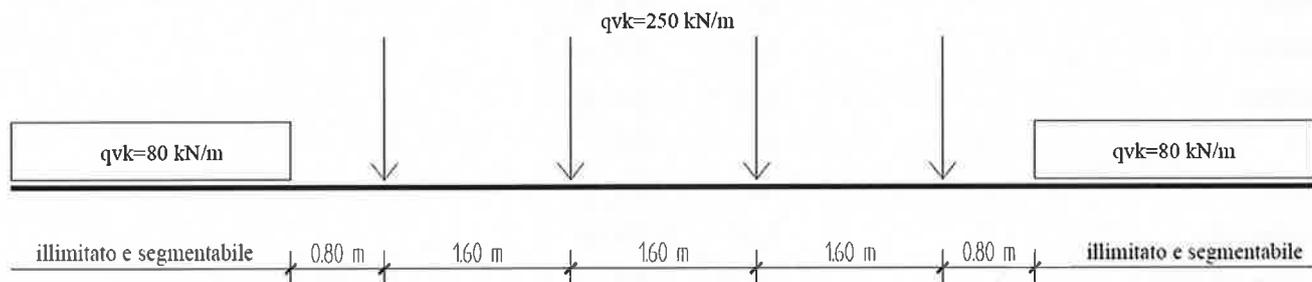


FIGURA 7-6: TRENO LM71

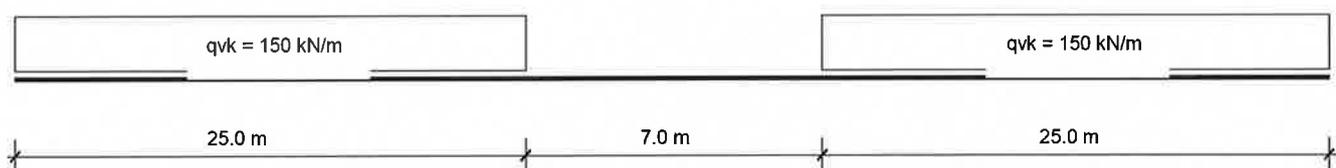


FIGURA 7-7: TRENO SW/2

COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al §2.5.1.4.2 del Ref. 6 al punto 6.4.5.2 del Ref. 9 e al Ref. 3.

Poiché risulta:

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

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

Si procede al calcolo come specificato al §5.2.2.3.3 del Ref. 3 nell'ipotesi di una linea a ridotto standard manutentivo. La formulazione è analoga a quella al punto 6.4.5.2 del Ref. 9.

Per linee con ridotto standard manutentivo, il coefficiente di incremento dinamico Φ , che aumenta l'intensità dei modelli di carico teorici assume pari a:

$$F_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_f - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq F_3 \leq 2.00$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri. La lunghezza caratteristica è calcolata così come definita in Tab. 5.2. II del Ref. 3, considerando lo scatolare un portale a luce singola (Figura 7-8).

Coefficiente amplificazione dinamica

Numero campate	$n =$	3
Luce soletta	$L_1 =$	11.4 m
Luce piedritto	$L_2 =$	7.2 m
Luce piedritto	$L_3 =$	7.2 m
	$k =$	1.3
Luce media	$L_m =$	8.60 m
Luce caratteristica	$L_\phi =$	11.18 m
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{rid} =$	0.9
elevato standard manutentivo	$\phi_2 =$	1.15 -
ridotto standard manutentivo	$\phi_3 =$	1.28 -

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: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	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 più 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 più 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 45° nel sub-ballast, super compattato, rinterro e all'interno del CLS (§5.2.2.3.1.4 Ref. 3), per cui la diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_d = L_t + 2 \cdot ((H_b - H_{tb})/4 + (H_{sb} + H_{sc} + H_r) + S_s/2) = 4.57 \text{ m}$$

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 $\Phi_3 = 1.28$) risulta:

Carico verticale sulla soletta di copertura ACCM

LM71

Lunghezza caratteristica per coeff. Din.	L_Φ	11.18 m
Standard manutententivo (elevato/ridotto):		ridotto
Coefficiente dinamico	Φ	1.28
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	4.57 m

Q_{vk} - Forze concentrate

Carico Q_{vk} (totale)	1000 kN
Carico Q_{vk} (ripartito) = $[1000/L_{d,l}] * \alpha * \Phi / L_d$	48.02 kN/mq

q_{vk} - Carico distribuito

Carico q_{vk}	80 kN/m
Carico q_{vk} (ripartito) = $80 * \alpha * \Phi / L_d$	24.59 kN/mq

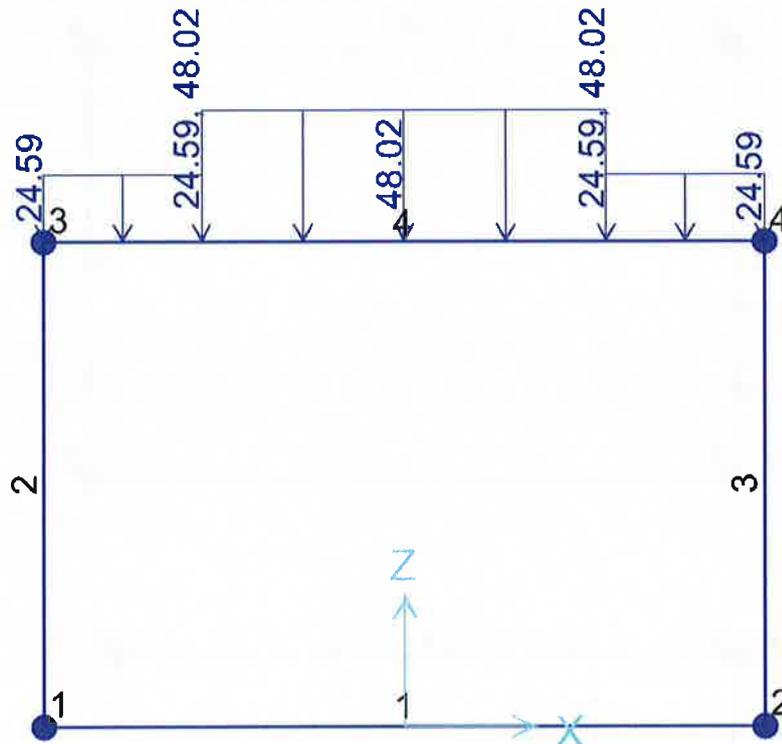


FIGURA 7-9: SOVRACCARICO FERROVIARIO (ACCM)

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) $(80 \cdot \alpha / L_d) \cdot K_0 = 7.41 \text{ kN/mq}$

Carico ripartito equivalente alle forze concentrate $[1000/L_{d,i}] \cdot \alpha / L_d = 14.47 \text{ kN/mq}$

Spinta semispessore soletta superiore: 7.24 kN

Spinta semispessore soletta inferiore: 7.24 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.

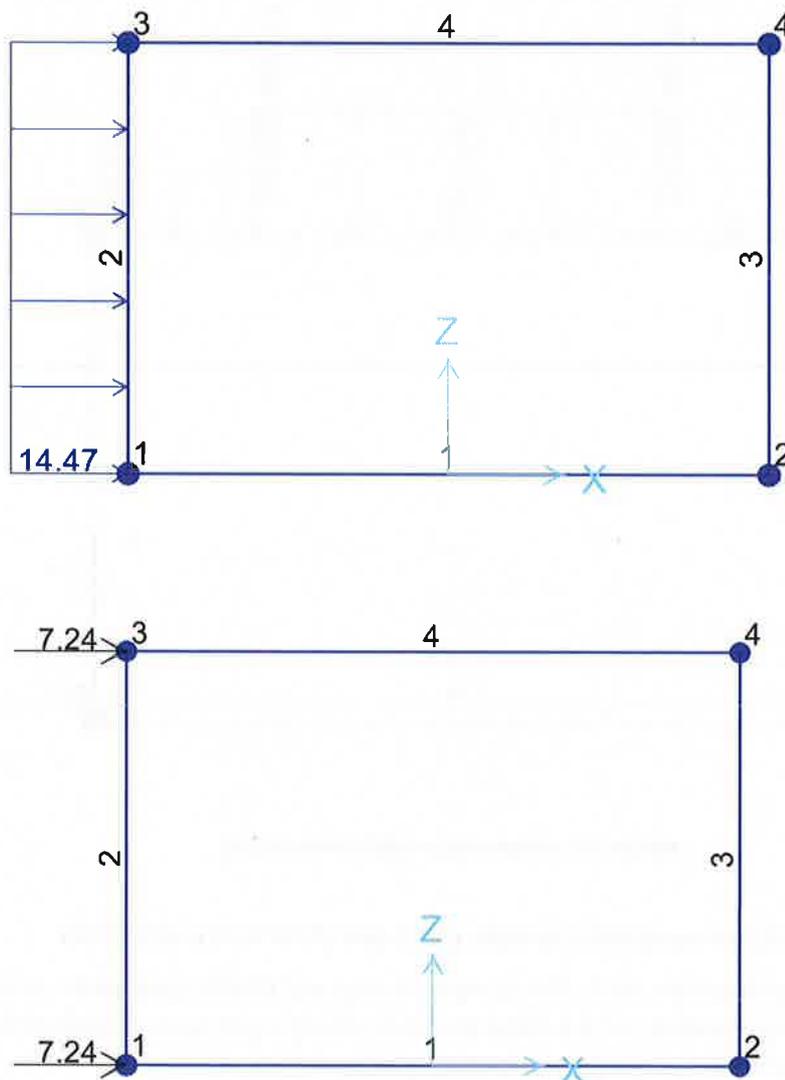


FIGURA 7-10: SOVRASPINTA DOVUTA AL CARICO FERROVIARIO (SPACCSX)

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:

$$Q_{1ak} = 33 / L_d = 33 / 4.57 = 7.23 \text{ kN/mq.}$$

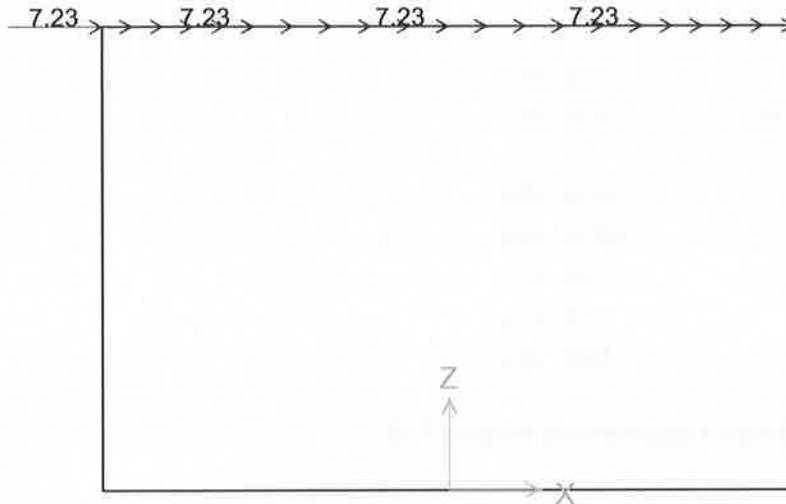


FIGURA 7-11: AZIONE DA FRENATURA/AVVIAMENTO (AVV)

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 Carichi Mobili da traffico veicolare (VEICOLI)

Per quanto attiene i carichi mobili da traffico veicolare sulla soletta inferiore, si sono considerati agenti i classici carichi previsti per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 2 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 kPa sulla parte rimanente. Al di fuori della carreggiata si è considerato agente lo Schema di Carico 5, relativo alla folla compatta.

Le lunghezze di diffusione delle impronte di carico dello Schema di Carico 1 si sono assunte in direzione trasversale pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3.0 m), longitudinalmente diffondendo l'impronta fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento (spessore medio circa pari a 1.43 m), assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta. Si ha:

Carichi mobili

Larghezza carreggiata	7.50 m	
N corsie convenzionali	2	Tab. 5.1.I NTC2008
Larghezza corsia convenzionale	3 m	
Larghezza della zona rimanente	1.50 m	
Larghezza marciapiedi	1.45 m	

Base collaborante trasversale: 3 m

Lunghezza diffusione longitudinale: 4.30 m

Carico diffuso corsia 1 55.54 kPa

Carico diffuso corsia 2 33.53 kPa

Carico diffuso corsia 3 0.00 kPa

Carico parte rimanente 2.50 kPa

Folla compatta 5.00 kPa

La distribuzione dei carichi considerata è rappresentata in Figura 7-12.

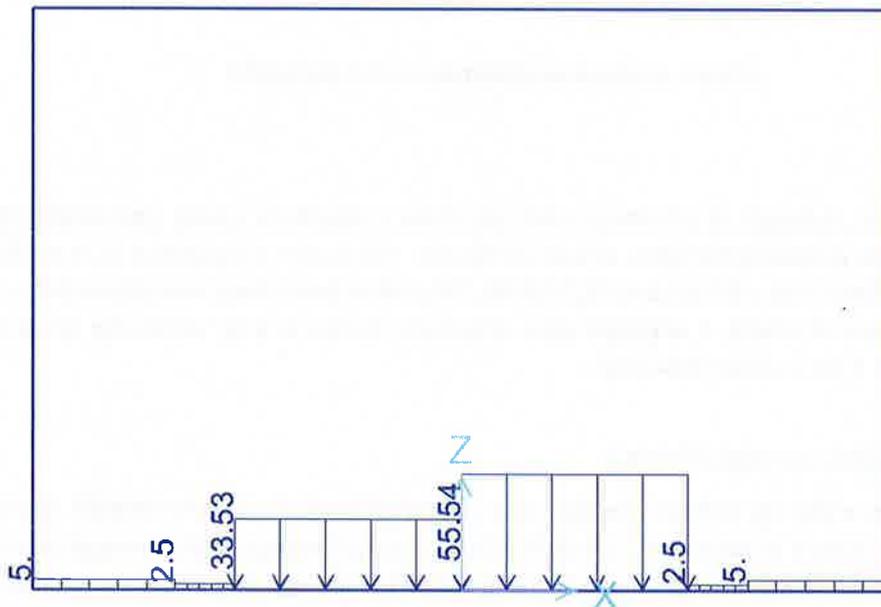


FIGURA 7-12: SCHEMA DI CARICO ADOTTATO PER I VEICOLI

7.4.9 Urti da traffico veicolare (URTO)

Nel caso in oggetto non sono previste opere di protezione dei piedritti contro il pericolo di urti di veicoli. Pertanto, la stabilità del manufatto è verificata considerando la forza statica equivalente riportata al §3.6.3.3.1 del Ref. 3.

Le forze statiche equivalenti da adottarsi in assenza di più accurate determinazioni sono riportate in Tab. 3.6.III. del Ref. 3 (si veda la Figura 7-13). Le azioni da urto da traffico veicolare sotto ponti o altre strutture hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con $F_{d,y} = 0,50F_{d,x}$. Nel caso in oggetto si considerano le azioni ortogonali alla direzione di marcia normale, assumendo i valori delle azioni previsti per le autostrade e per le strade extraurbane.

Si considera l'azione per urti di automobili su membrature verticali. La forza risultante di collisione F si applica sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Inoltre, si considera l'azione per urti sulle membrature verticali, nella quale la forza risultante di collisione F si applica sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

FIGURA 7-13: FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DI VEICOLI TAB. 3.6.III (NTC 2008)

I carichi distribuiti da applicarsi al modello di calcolo sono riportate nella tabella seguente:

Urti da traffico veicolare (§3.6.3.3.1 NTC 2008)

$F_{d,x}$	1000 kN	Forza statica equivalente direzione parallela
$F_{d,y}$	500 kN	Forza statica equivalente direzione ortogonale
P_{auto}	1333 kN/mq	Pressione urto automobili su membrature verticali da applicarsi a 0.5 m dalla superficie di marcia
P_{veic}	667 kN/mq	Pressione urto altri veicoli su membrature verticali da applicarsi a 1.25 m dalla superficie di marcia
$L_{piedritto}$	12.7 m	Larghezza della membratura

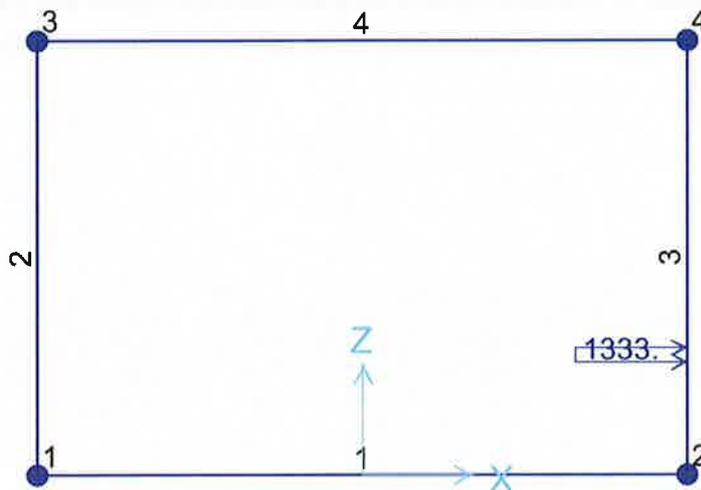


FIGURA 7-14: SCHEMA DI CARICO URTO AUTOMOBILI

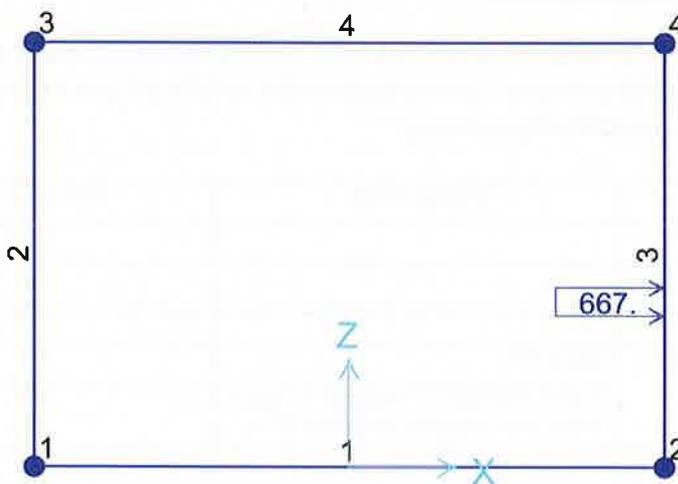


FIGURA 7-15: SCHEMA DI CARICO URTO ALTRI VEICOLI

7.4.10 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 $\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}$

7.4.11 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 $\varphi(t, t_0)$, come definiti nel Ref. 8 e nel Ref. 3. 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 $\Delta T_{\text{equivalent}} = -9.6^{\circ}\text{C}$.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	35 di 114

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	=	1	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	1	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	2000	[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}	=	1.184	[-]	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 $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.5765	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.551	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	12873	[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
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.877163	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \epsilon_{cd,0}$	=	0.000196	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	=	0.00024564	[-]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	24.6	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	9.6	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità

7.4.12 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. 6, 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 $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

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:

$$G1 + G2 + \psi_2j Qkj$$

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:

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	37 di 114

Soletta superiore

Carico variabile LM71 totale agente	356.6 kN/m
Carico variabile SW/2 totale agente	407.4 kN/m
LM71	356.6 kN/m

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	1.39 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	1.34 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.35 kN/mq

Forza orizzontale totale (F'h) 3.07 kN/mq

Sisma verticale (SISMA_V)

Azione inerziale peso proprio	0.69 kN/mq
Azione inerziale carico permanente	0.67 kN/mq
Azione inerziale carico variabile	0.18 kN/mq

Forza verticale totale (F'v) 1.54 kN/mq

Piedritti

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio	1.39 kN/mq
-------------------------------	------------

Forza orizzontale totale (F'h) 1.39 kN/mq

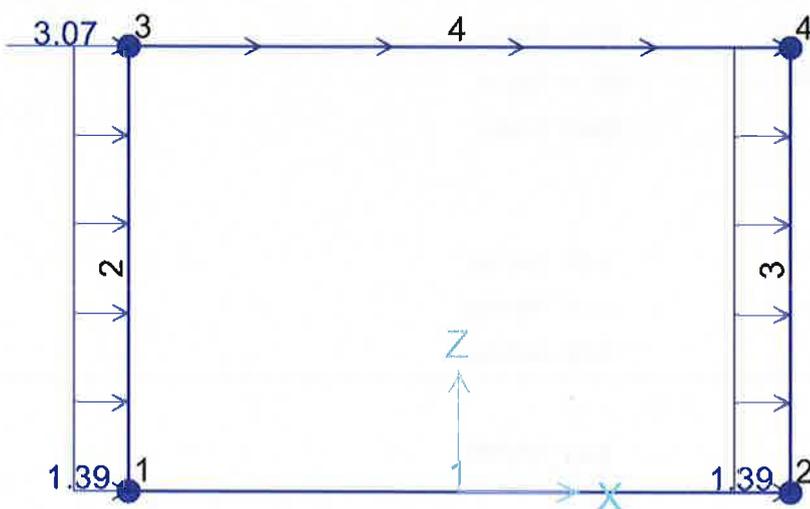


FIGURA 7-16: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA ORIZZONTALE (SISMA_H)

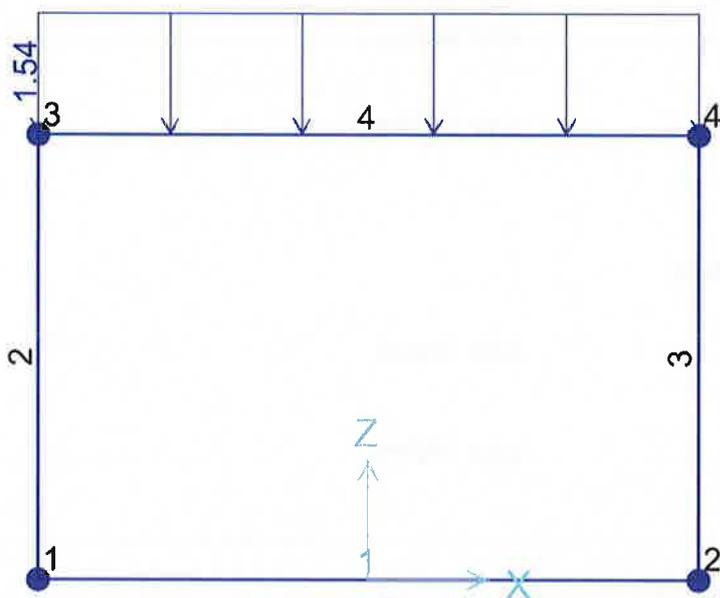


FIGURA 7-17: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA VERTICALE (SISMA_V)

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 SP5DX e SP5SX))

Risultante della spinta sismica	$\Delta S_{s,e,dx} = a_{\max}/g \cdot \gamma_t \cdot (H_{int} + S_s + S_f)^2$	105.97 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_{s,e,dx} = \Delta S_{s,e,dx} / H$	13.76 kN/mq

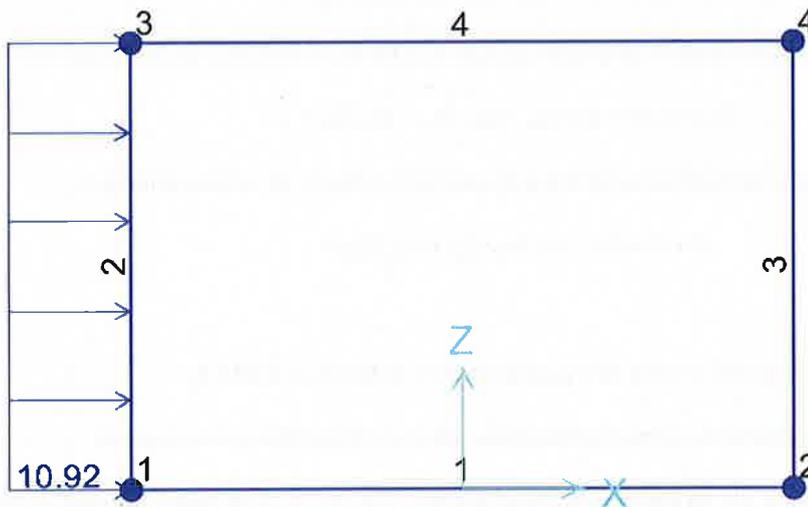


FIGURA 7-18: SPINTA DEL TERRENO IN FASE SISMICA

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. 3 alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

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

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

– 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.

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

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

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.

Le verifiche geotecniche sono svolte considerando il seguente approccio:

- Approccio 2: A1+M1+R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

FIGURA 7-19: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

FIGURA 7-20: COEFFICIENTI PARZIALI GR PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TABELLA 6.4.I NTC 2008)

Per la progettazione geotecnica delle infrastrutture ferroviarie sottobinario (ponti, viadotti, sottovia ferroviari, opere di sostegno), la tabella 6.2.I delle NTC 2008, relativa ai coefficienti parziali γ_F per le azioni, deve essere sostituita, tutte le volte che viene richiamata, dalla tabella 5.2.V contenuta nelle stesse norme. Analogamente, per i coefficienti di combinazione ψ , si deve fare 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 7-21: 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 7-21) 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 7-22: 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 7-23: 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. 3 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.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	44 di 114

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 7-24: 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 7-25) 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 7-25: 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. 3) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

7.5.2 *Combinazioni SLU/SLV/SLE/ECC*

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
Carico variabile da traffico veicolare	VEICOLI
Urto automobile sui piedritti	URTO1
Urto altri veicoli sui piedritti	URTO2
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 eccezionali relative agli urti di veicoli sui piedritti (ECC);
- le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative, in combinazione rara per le verifiche a fessurazione.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	46 di 114

COMBO	PP	PERM	SPTSX	SPTDX	ACCM	SPACCSX	SPACCDX	AVV	TERM	RITIRO	VEICOLI	URTO1	URTO2	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	0	0	0
SLU02	1.35	1.5	1	1	1.45	0	0	1.45	-0.9	1.2	1.16	0	0	0	0	0	0
SLU03	1.35	1.5	1	1	1.45	0	0	1.45	0	0	0	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	0	0	0
SLU05	1.35	1.5	1.35	1.35	1.45	1.45	0	1.45	0	0	1.16	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	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	0	0	0
SLU08	1	1	1.35	1	0	1.45	0	0	0	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	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	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	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	0	0	0
SLV01	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	1	0.3	0	1
SLV02	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	1	-0.3	0	1
SLV03	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	-1	0.3	1	0
SLV04	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	-1	-0.3	1	0
SLV05	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	0.3	1	0	0.3
SLV06	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	0.3	-1	0	0.3
SLV07	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	-0.3	1	0.3	0
SLV08	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	0	-0.3	-1	0.3	0
SLE-RARA01	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	-0.8	-0.6	0	0.8	0	0	0	0	0	0
SLE-RARA02	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0	0.8	0	0	0	0	0	0
SLE-RARA03	1	1	1	1	0.8	0.8	0	0.8	-0.6	1	0.8	0	0	0	0	0	0
ECC01	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	1	0	0	0	0	0
ECC02	1	1	1	1	0.2	0.2	0	0.2	-0.5	1	0	0	1	0	0	0	0

FIGURA 7-26: COMBINAZIONI DI CARICO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	47 di 114

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. 10). 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/ECC:

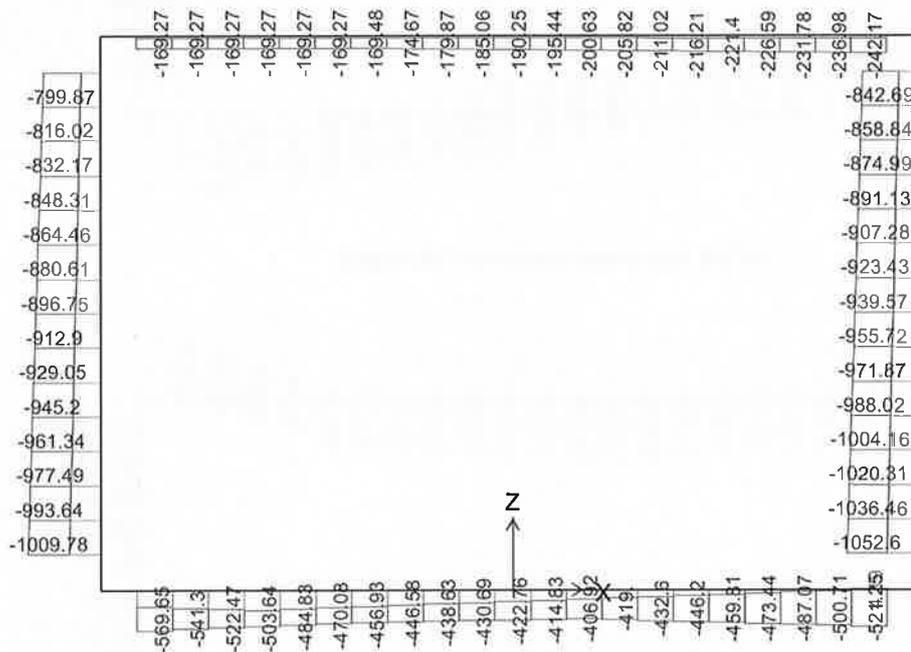


FIGURA 7-27: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLU/SLV/ECC

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	48 di 114

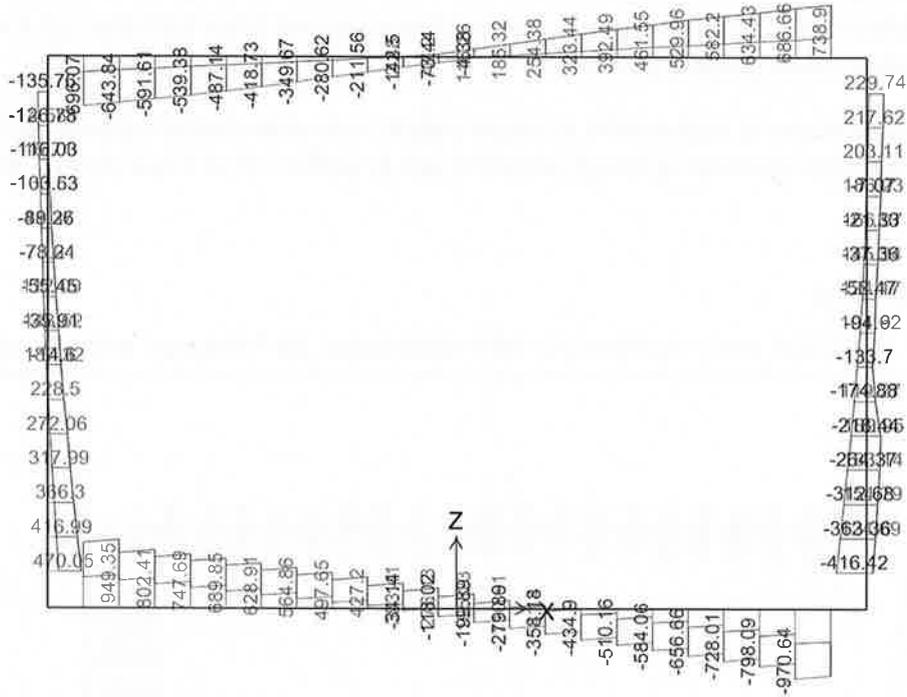


FIGURA 7-28: TAGLIO - INVILUPPO SLU/SLV/ECC

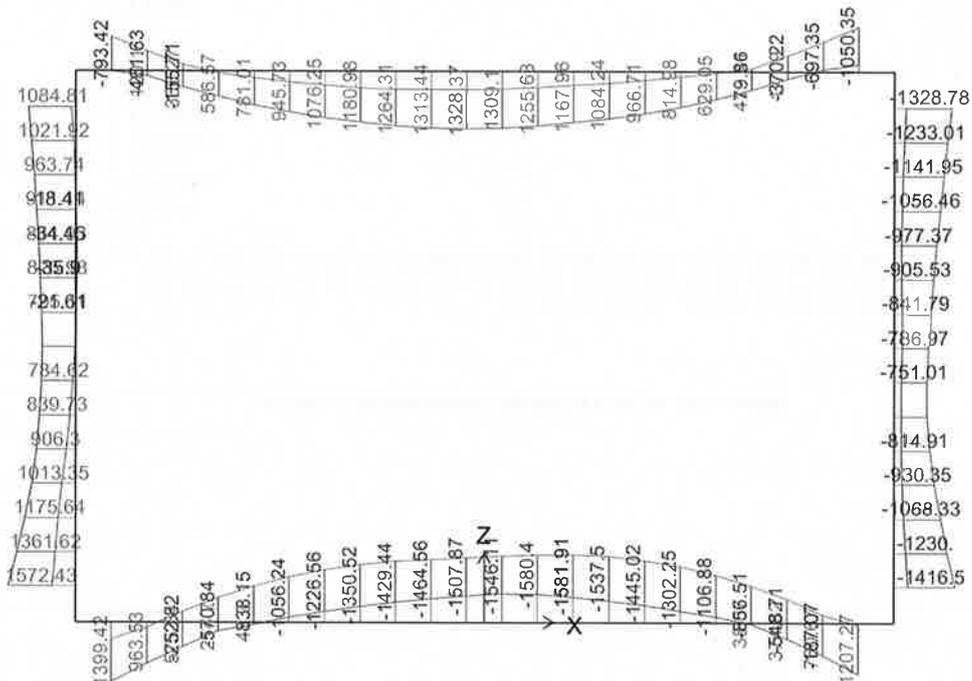


FIGURA 7-29: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLU/SLV/ECC

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

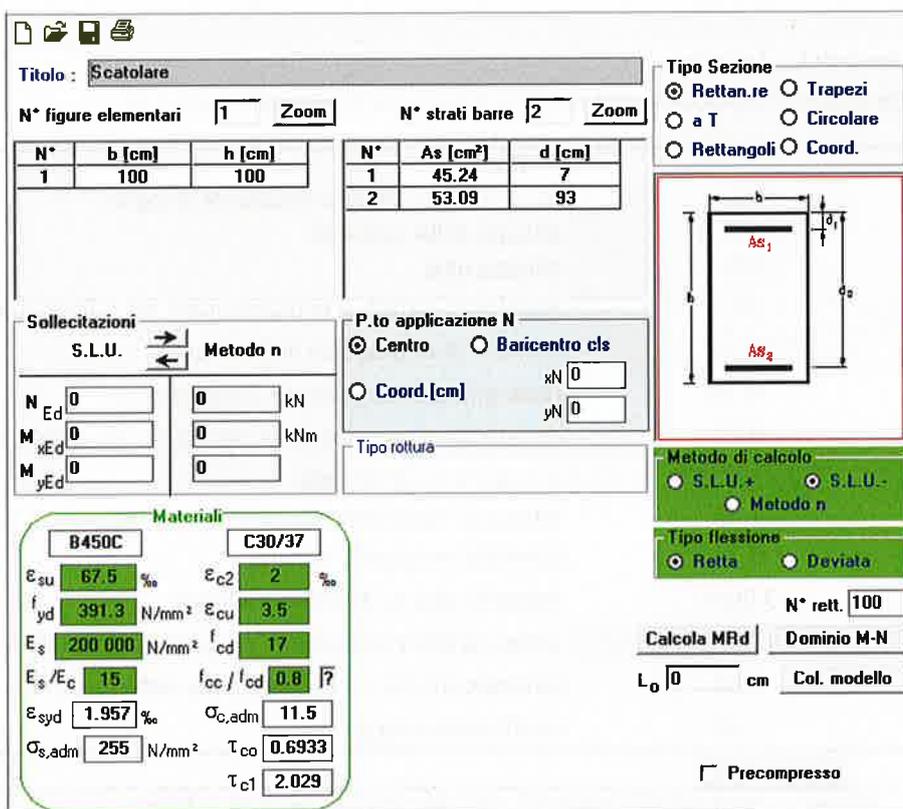
In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Sollecitazioni massime soletta superiore

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU07	-212	739	-1050
SLU09	-143	4	1328
SLU10	-149	-696	-793
SLU04	-209	739	-1002
SLU05	-242	726	-960
ECC02	-22	-257	-6

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-30, armata all'estradosso con $\varnothing 24/10''$ e all'intradosso con $\varnothing 26/10''$.



Titolo: Scatolare

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	7
2	53.09	93

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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_{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 Deviata

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

FIGURA 7-30: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA SUPERIORE

In Figura 7-31 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV/ECC e per tutte le sezioni della soletta superiore, che risulta soddisfatta.

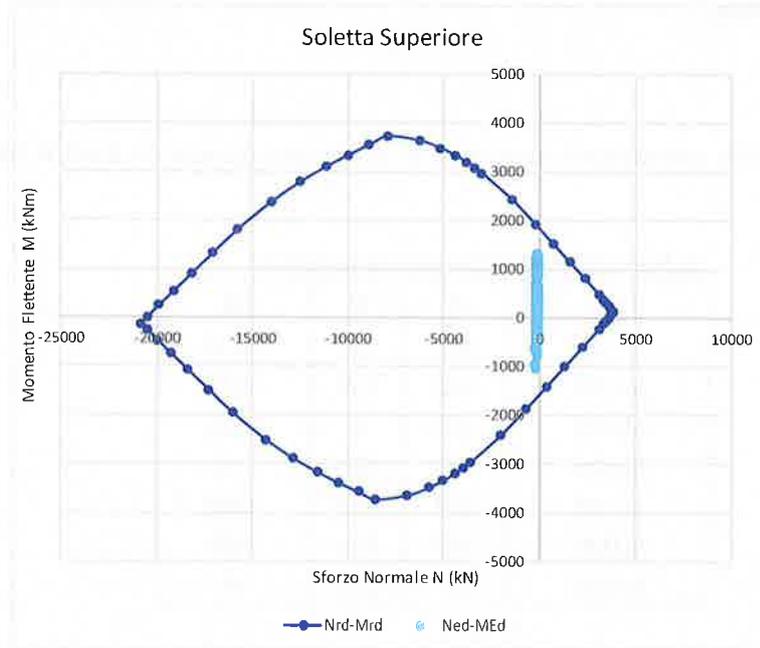


FIGURA 7-31: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA SUPERIORE

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)	1000.0	altezza della sezione
d (mm)	930.0	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	1.46	fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	tensione resistente minima
ρ_l	0.0049	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)	399.2	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 $\varnothing 12/20''$ 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
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	924.5
V_{Rd2} (kN)	3557.3
V_{Rd} (kN)	924.5

7.7.2 Piedritti

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

Sollecitazioni massime piedritti

Comb	N	V	M	Frame
	KN	KN	KN-m	
SLU07	-889	467	1572	2
SLU10	-932	-416	-1416	3
SLU08	-265	-122	106	2
SLU04	-1053	-84	-696	3

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-32, armata con un'armatura doppia dove sono previsti dei $\varnothing 26/10''$ in zona tesa e dei $\varnothing 20/20''$ in zona compressa (per maggior chiarezza si rimanda alla Figura 7-29).

Titolo: **Scatolare**

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

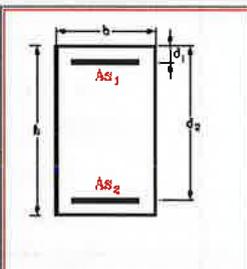
N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	7
2	53.09	93

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C30/37**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

FIGURA 7-32: SEZIONE RESISTENTE PIEDRITTI

In Figura 7-33 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV/ECC e per tutte le sezioni dei piedritti, che risulta soddisfatta.

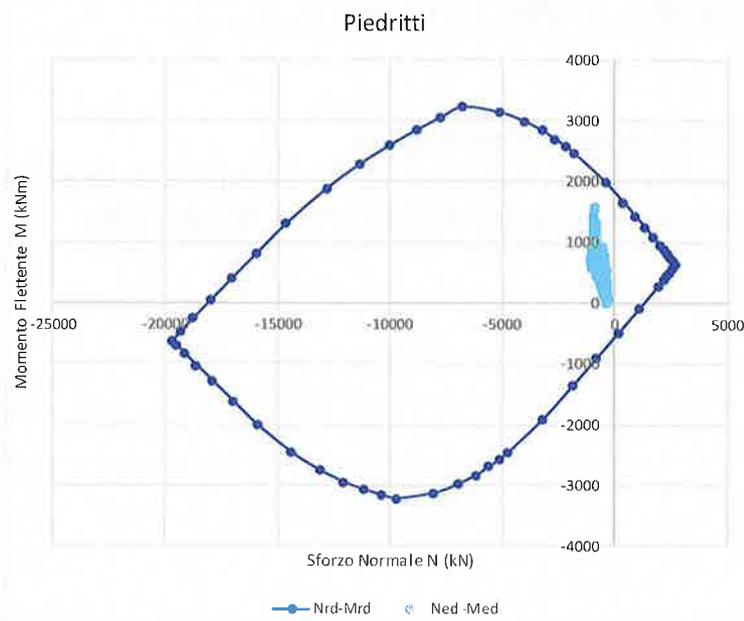


FIGURA 7-33: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N PIEDRITTI

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)	1000.0	altezza della sezione
d (mm)	930.0	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)	5309.0	armatura longitudinale
k	1.46	fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	tensione resistente minima
ρ_l	0.0057	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)	421.1	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 $\phi 12/20''$ 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
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	924.5
V_{Rd2} (kN)	3557.3
V_{Rd} (kN)	924.5

7.7.3 Soletta Inferiore

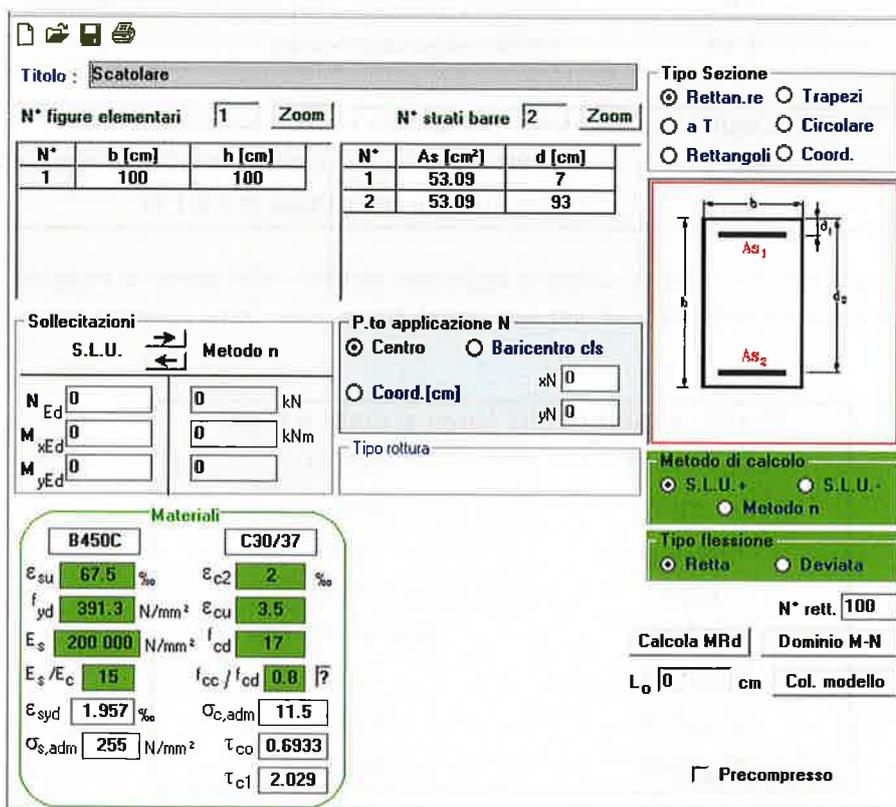
In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Sollecitazioni massime soletta inferiore

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU04	-335	22	-1582
SLU07	-567	861	1399
SLU07	-173	-971	-154
SLU10	-236	949	117
SLU04	-570	861	1373
ECC01	4	-511	-92

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-34, armata con un'armatura doppia simmetrica $\varnothing 26/10''$.



Titolo: Scatolare

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	7
2	53.09	93

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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_{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 Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

FIGURA 7-34: SEZIONE RESISTENTE SOLETTA INFERIORE

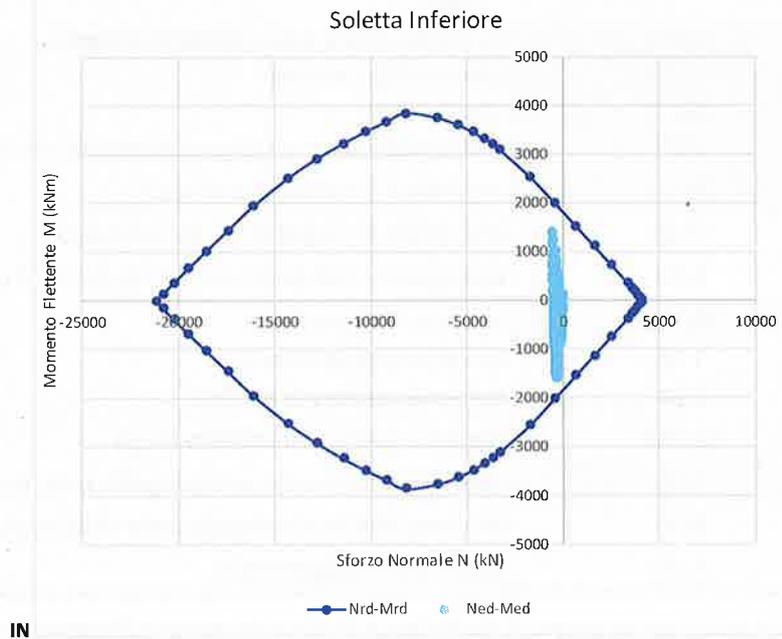


Figura 7-35 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV/ECC e per tutte le sezioni della soletta inferiore, che risulta soddisfatta.

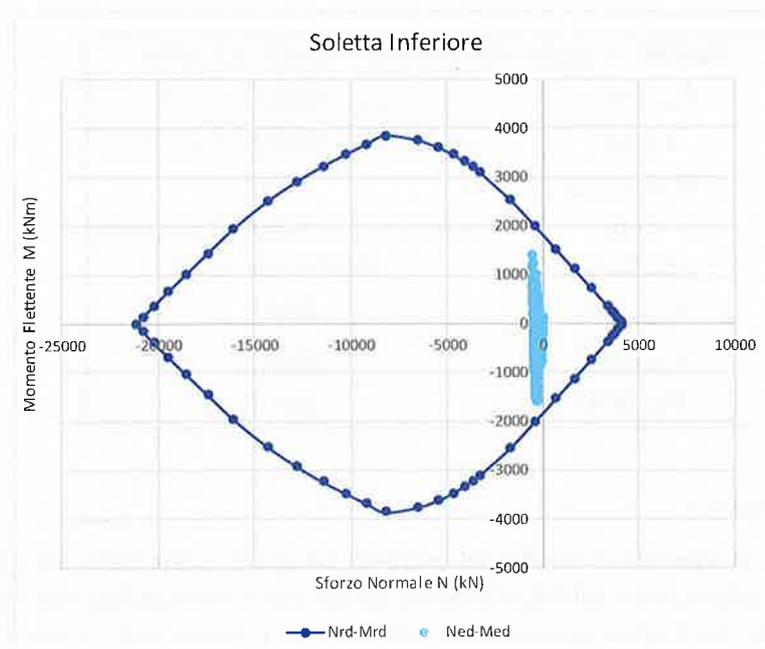


FIGURA 7-35: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N SOLETTA INFERIORE

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: TAGLIO

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

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	56 di 114

Dati

b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	1000.0	altezza della sezione
d (mm)	930.0	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)	5309.0	armatura longitudinale
k	1.46	fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	tensione resistente minima
ρ_l	0.0057	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)	421.1	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
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	924.5
V_{Rd2} (kN)	3557.3
V_{Rd} (kN)	924.5

7.7.4 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 7-36 e Figura 7-37. Le sollecitazioni ritenute più significative per la verifica agli SLE sono riassunte nella Figura 7-39 e sono riferite alle sezioni rappresentate in Figura 7-38.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	57 di 114

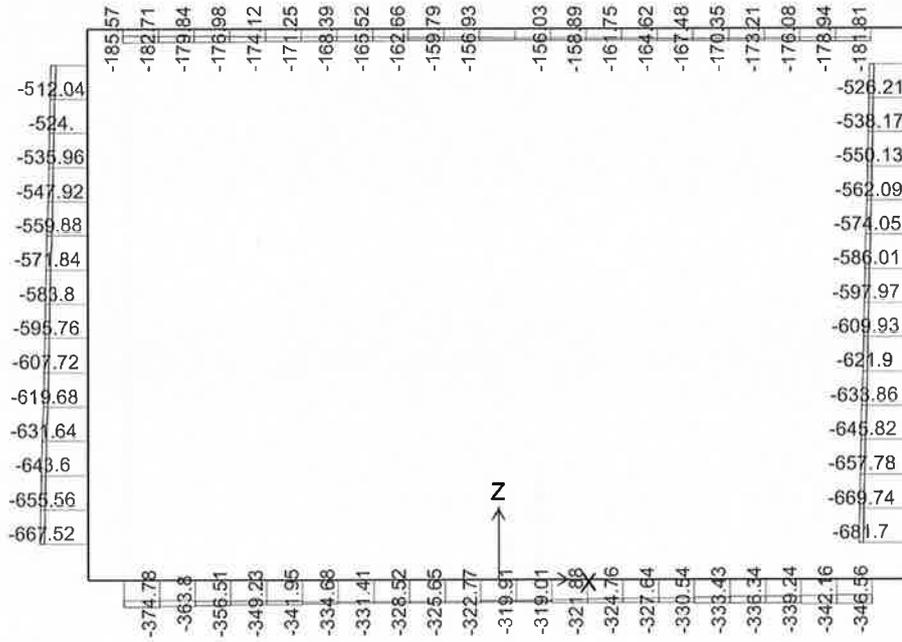
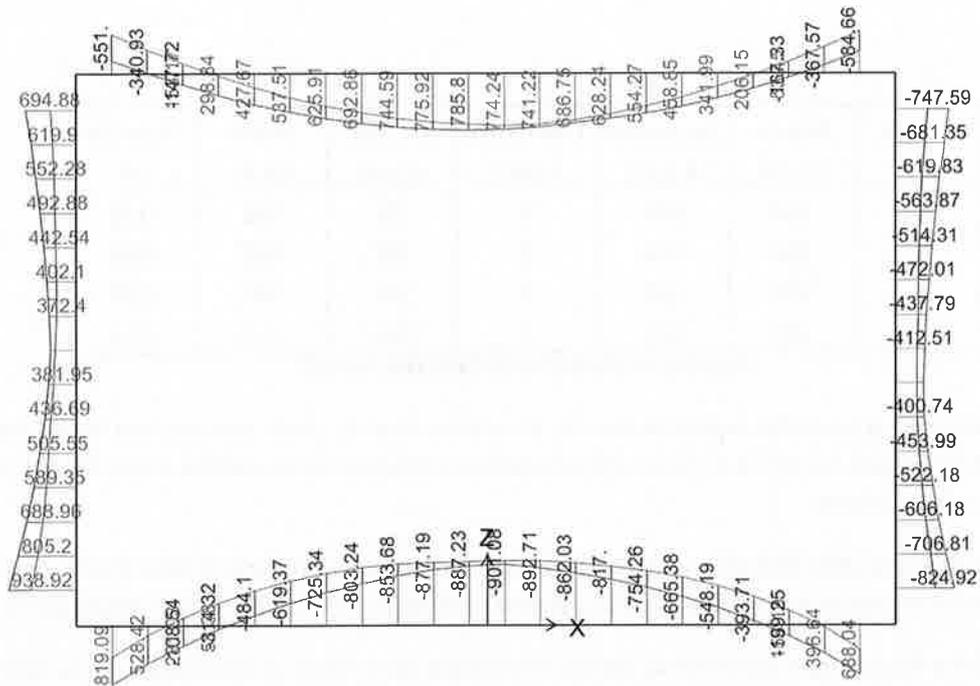


FIGURA 7-36: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLE-RARA



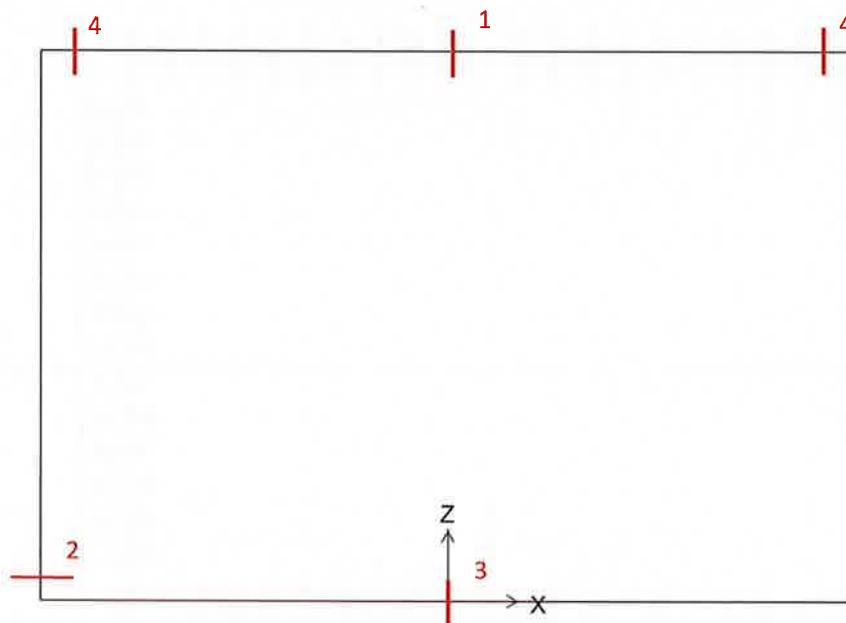


FIGURA 7-38: SEZIONI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

Sezione	Altezza H (cm)	Larghezza B (cm)	Copriferro c (cm)	Alt. Utile d (cm)	Mmax kN m	Ncorrisp kN
1	100	100	7	93	786	-150
2	100	100	7	93	939	-606
3	100	100	7	93	-901	-320
4	100	100	7	93	-585	-153

FIGURA 7-39: 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 XC3 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Ordinarie 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 ordinario

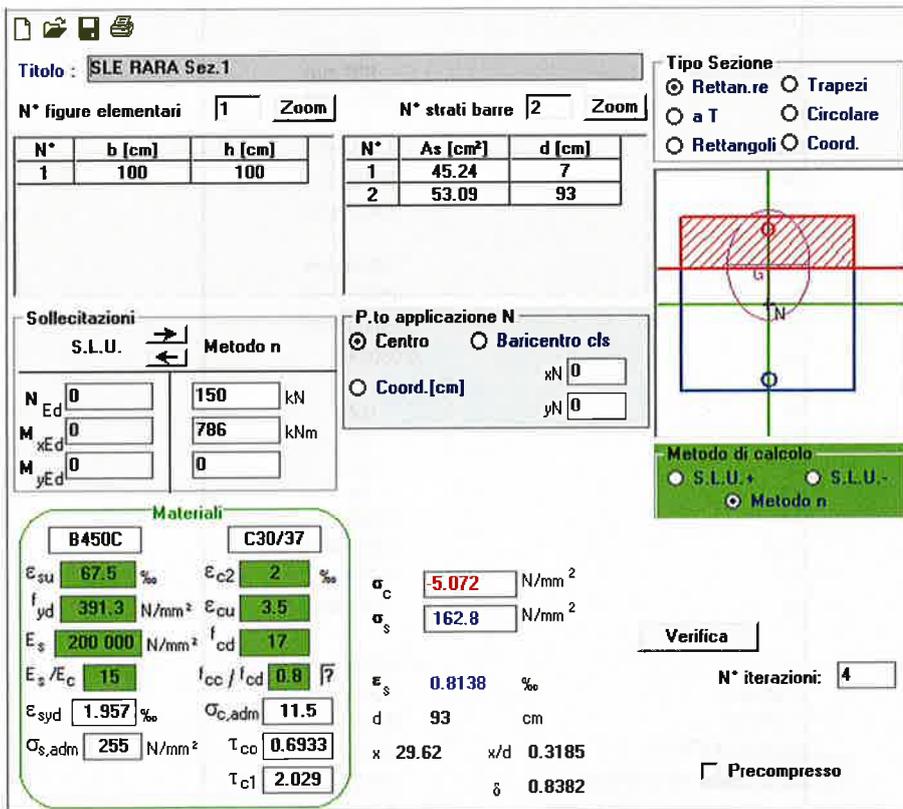
secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari (Ref. 6):

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.3 del Ref. 3, 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. 3;

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 7-40). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.



Titolo: SLE RARA Sez.1

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	45.24	7
			2	53.09	93

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 150 kN
M_{xEd}: 0 786 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

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 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6933 N/mm²
 τ_{c1} : 2.029 N/mm²

σ_c : -5.072 N/mm²
 σ_s : 162.8 N/mm²

ϵ_s : 0.8138 ‰
d: 93 cm
x: 29.62 x/d: 0.3185
 δ : 0.8382

Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

FIGURA 7-40: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 1

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	60 di 114

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}	786.0 KN*m
N_{Ed}	-150.0 KN
b	1000 mm
h	1000 mm
A'_s	4524 mm ²
A_s	5309 mm ²
d	930 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	70 mm
ricoprimento barra più esterna	40 mm
ϕ_1	26 mm
n_1	10 -
ϕ_2	0 mm
n_2	0 -
ϕ_{eq}	26.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	296.2 mm
$2.5(h-d)$	175.0 mm
$(h-x)/3$	234.6 mm
$h/2$	500.0 mm
$h_{c,eff}$	175.0 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	175000 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.03034 -
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	163 MPa
ϵ_{sm}	0.000556 -
$5*(c+\phi/2)$	265.0 mm
$1.3*(h-x)$	914.9 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	281.7 mm
$\Delta_{s,max}$. zona esterna barra	281.7 mm
w_d. zona esterna alla barra	0.157 mm
$\Delta_{s,max}$. zona barra	281.7 mm
w_d. zona barra	0.157 mm

Nella Sezione 2, 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 7-41). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

Titolo : **SLE RARA Sez.2**

N° figure elementari | 1 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N° strati barre | 2 | Zoom

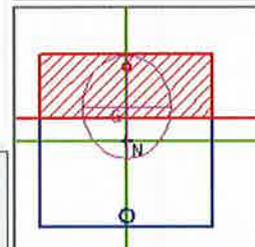
N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	7
2	53.09	93

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	606	kN
M _{xEd}	0	939	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

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	l _{cc} /l _{cd} 0.8 [7]
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6933
	τ _{c1} 2.029

σ_c -7.239 N/mm²

σ_s 164.3 N/mm²

ε_s 0.8213 ‰

d 93 cm

x 37.01 x/d 0.398

δ 0.9375

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

FIGURA 7-41: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 2

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	62 di 114

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}	939.0 KN*m
N_{Ed}	-606.0 KN
b	1000 mm
h	1000 mm
A'_s	1571 mm ²
A_s	5309 mm ²
d	930 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	70 mm
ricoprimento barra più esterna	40 mm
$\phi 1$	26 mm
$n1$	10 -
$\phi 2$	0 mm
$n2$	0 -
ϕ_{eq}	26.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	370.1 mm
$2.5(h-d)$	175.0 mm
$(h-x)/3$	210.0 mm
$h/2$	500.0 mm
$h_{c,eff}$	175.0 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	175000 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.03034 -
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	164.3 MPa
E_{sm}	0.000562 -
$5*(c+\phi/2)$	265.0 mm
$1.3*(h-x)$	818.9 mm
$k3*c+k1*k2*k4*\phi/r$	281.7 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona esterna barra	281.7 mm
w_d - zona esterna alla barra	0.158 mm
$\Delta_{s,max}$ - zona barra	281.7 mm
w_d - zona barra	0.158 mm

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 7-42). Dal calcolo analitico dell'apertura delle fessure riportato nella tabella seguente si evince che la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

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

Titolo: **SLE RARA Sez.3**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	53.09	7
			2	53.09	93

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 320 kN
 M_{xEd} 901 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c τ_{cc}/τ_{cd} ‰
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{cl} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ε_s ‰
 d cm
 x x/d δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

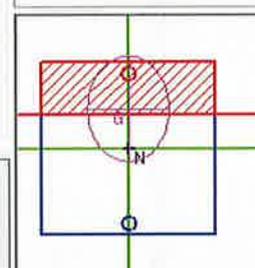


FIGURA 7-42: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NELLE BARRE PER LA SEZIONE 3

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	64 di 114

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}	901.0 KN*m
N_{Ed}	-320.0 KN
b	1000 mm
h	1000 mm
A'_s	5309 mm ²
A_s	5309 mm ²
d	930 mm
c ricoprimento netto arm. tesa	70 mm
ricoprimento barra più esterna	40 mm
ϕ_1	26 mm
n_1	10 -
ϕ_2	0 mm
n_2	0 -
ϕ_{eq}	26.0 mm
s orizzontale	100 mm
x	308.7 mm
$2.5(h-d)$	175.0 mm
$(h-x)/3$	230.4 mm
$h/2$	500.0 mm
$h_{c,eff}$	175.0 mm
$b_{c,eff}$	1000.0 mm
$A_{c,eff}$	175000 mm ²
$\rho_{p,eff}$	0.03034 -
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	173.6 MPa
E_{sm}	0.000606 -
$5*(c+\phi/2)$	265.0 mm
$1.3*(h-x)$	898.7 mm
$k_3*c+k_1*k_2*k_4*\phi/r$	281.7 mm
$\Delta_{s,max}$ zona esterna barra	281.7 mm
w_d zona esterna alla barra	0.171 mm
$\Delta_{s,max}$ zona barra	281.7 mm
w_d zona barra	0.171 mm

Per quanto riguarda la sezione 4, come si evince dalla Figura 7-43, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è inferiore a quella relativa allo stato limite di formazione delle fessure. Pertanto la verifica di fessurazione si ritiene automaticamente soddisfatta.

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	65 di 114

Titolo: SLE RARA Sez.4

N° figure elementari Zoom

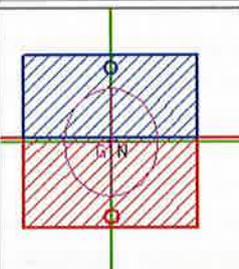
N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N° strati barre Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	7
2	53.09	93

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

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

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 150 kN
M_{xEd} -595 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="17"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11.5"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6933"/>
	τ_{cl} <input type="text" value="2.029"/>

σ_c N/mm²

σ_c N/mm²

ϵ_s ‰

Verifica

Precompresso

FIGURA 7-43: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CLS PER LA SEZIONE 4

7.8 VERIFICHE GEOTECNICHE

La fondazione dello scatolare è costituita da una platea (soletta di fondazione) di spessore 1 m e di dimensioni 12.4 m x 12.7 m. A favore di sicurezza, si considera l'unità B2 come terreno di fondazione del sottovia. Le caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno sono riportate al punto 6.

La capacità portante del terreno viene valutata tenendo conto dell'eccentricità e delle componenti tangenziali della risultante delle azioni sulla fondazione, della eventuale inclinazione del terreno a valle della fondazione e della eventuale inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di appoggio.

Nel seguito si riportano le verifiche geotecniche della fondazione secondo il Ref. 3, con riferimento ai parametri caratteristici del terreno e alle pressioni limite derivanti dalla Caratterizzazione geotecnica al Capitolo 6 della presente relazione. Le verifiche sono svolte considerando l' **Approccio 2 (A1+M1+R3)**. La verifica è stata condotta con il programma Spread footing (Ref. 11).

7.8.1 Verifica della capacità portante

La capacità portante verticale della fondazione è verificata utilizzando la seguente disuguaglianza:

$$\sigma \leq \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = R_d$$

Dove:

σ è la massima pressione di contatto di progetto all'intradosso della fondazione

q_{lim} è la capacità portante limite del suolo di fondazione

γ_R è il coefficiente parziale di sicurezza, che in caso in oggetto è pari a 2.3 (R3).

PRESSIONE DI CONTATTO DI PROGETTO

La massima pressione di contatto di progetto all'intradosso della fondazione è calcolata come:

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

Dove:

N è la massima forza verticale fattorizzata e opportunamente combinata allo stato limite ultimo considerato

A_{eff} è l'area effettiva della fondazione.

Quando si risolve il problema di una fondazione caricata eccentricamente, l'area effettiva della fondazione si ipotizza di forma rettangolare. In questi casi si utilizza una soluzione semplificata. Nel caso in cui vi sia un'eccentricità assiale (momento flettente agente solo in un piano) l'analisi assume una distribuzione uniforme della pressione di contatto σ applicata solo su una porzione della fondazione l_1 .

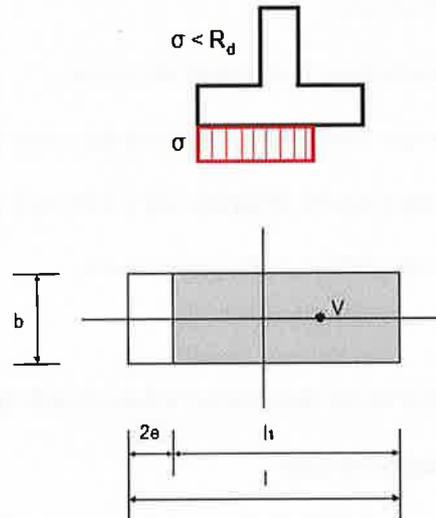


FIGURA 7-44: DETERMINAZIONE DELL'AREA EFFETTIVA NEL CASO DI ECCENTRICITÀ ASSIALE

In questo caso l'area effettiva assume la seguente espressione:

$$A_{eff} = b \cdot l_1 = b \cdot (l - 2e)$$

Se la fondazione è caricata dalla forza verticale V e dai momenti flettenti M_x ed M_y , si ha un carico eccentrico generico. Ovvero, il carico è equivalente ad un'unica forza applicata con le seguenti eccentricità:

$$e_x = \frac{M_x}{N}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N}$$

La dimensione dell'area effettiva discende dalla condizione che la forza V debba agire verticalmente:

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} = b \cdot (l - 2e_x) \cdot (l - 2e_y)$$

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE (MATERIALI GRANULARI)

Il calcolo della capacità portante del suolo di fondazione in condizioni drenate è calcolata secondo la formulazione di Brinch-Hansen. La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico (metodi di calcolo di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, De Beer).

Il valore della pressione limite di contatto sul terreno in condizioni drenate si ottiene mediante la seguente formulazione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

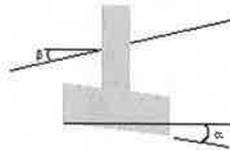
con:

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante,

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	68 di 114

- s_{γ}, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione,
- i_{γ}, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico,
- b_{γ}, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione,
- $\beta_{\gamma}, \beta_c, \beta_q$ = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna,
- d_c, d_q, d_{γ} = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa,
- c' = coesione del suolo,
- $q' = \gamma \phi D$ = carico distribuito equivalente che tiene conto l'influenza della profondità della fondazione,
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio del suolo
- D = Profondità del piano di posa della fondazione,
- B = Larghezza della fondazione,
- L = Lunghezza della fondazione,
- α = Pendenza del piano di posa della fondazione,
- β = Pendenza del terreno,
- δ = angolo di deviazione della forza risultante rispetto alla direzione verticale.



I coefficienti di Brinch-Hansen adottati dal programma Spread footing (Ref. 11) sono riportati di seguito:

Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi') \quad \text{per } \phi' > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \quad \text{per } \phi' = 0$$

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \text{tg}(\phi')$$

Fattori di forma della fondazione:

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	69 di 114

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\phi)$$

$$s_v = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico:

$$i_c = i_q = i_v = (1 - \text{tg} \delta)^2$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna:

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$$

$$g_q = g_v = (1 - 0.5 \text{tg}(\beta))^5$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \text{tg}(\phi'))^2$$

$$b_v = b_q$$

Fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa:

$$d_c = 1 + 0.1 \sqrt{\frac{D}{B}}$$

$$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{\frac{D}{B} \cdot \sin(2\phi')}$$

$$d_v = 1$$

7.8.2 Verifica a Scorrimento

La verifica a scorrimento (capacità portante orizzontale) della fondazione è soddisfatta se risulta:

$$H \leq \frac{R_h}{V_R} = R_{hd}$$

Dove:

$$R_h = N \cdot \text{tg}(\psi_d) + a_d \cdot A_{eff} + S_{pd}$$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

Con il seguente significato dei simboli:

Ψ_d = angolo di resistenza al taglio tra fondazione e suolo

a_d = coesione tra fondazione e suolo

A_{eff} = area effettiva della fondazione, descritta al punto 0

S_{pd} = resistenza del terreno

H_x, H_y = componenti della forza orizzontale

N = massima forza verticale di progetto

γ_R = coefficiente parziale di sicurezza, che ne caso in oggetto è pari a 1.1 (R3).

La resistenza del terreno è assunta come mostrata in figura:

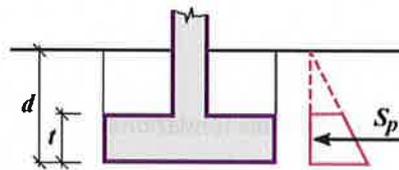


FIGURA 7-45: RESISTENZA DEL TERRENO

La resistenza del terreno S_{pd} è calcolata utilizzando la spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato come $k_0=1-\sin\phi'$.

7.8.3 Verifica dell'eccentricità della fondazione

La verifica dell'eccentricità della fondazione è effettuata considerando i seguenti casi:

- Massima eccentricità nella direzione della lunghezza di base: $e_x \leq e_{alw}$
- Massima eccentricità nella direzione della larghezza di base: $e_y \leq e_{alw}$
- Massima eccentricità totale $e_t \leq e_{alw}$

Il valore della massima eccentricità ammissibile e_{alw} è assunta pari ad 1/3.

Il valore dell'eccentricità totale e_t è dato da:

$$e_t = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

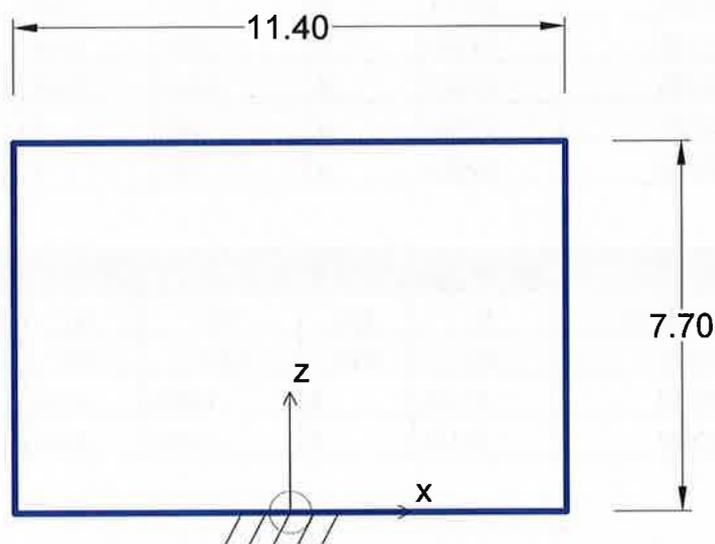
Dove:

e_x = massima eccentricità nella direzione della lunghezza di base,

e_y = massima eccentricità nella direzione della larghezza di base.

7.8.4 Scarichi all'intradosso della fondazione

La verifica di capacità portante è svolta, nella condizione più gravosa, cioè in condizioni drenate in quanto il terreno a contatto con la fondazione risulta incoerente (parametri lungo termine), sia in condizioni statiche (SLU/ECC) che sismiche (SLV), considerando tutte le varie combinazioni dei carichi derivanti dalla modellazione strutturale. Gli scarichi in fondazione per la striscia unitaria sono calcolati utilizzando i carichi e le combinazioni di carico esposte ai punti 7.4 e 7.5, rispettivamente, ma sostituendo alle molle alla Winkler un incastro nella mezzzeria della luce della soletta inferiore (Figura 7-46). Gli scarichi in fondazione sono stati ottenuti moltiplicando gli scarichi calcolati per la striscia unitaria per la reale lunghezza dello scatolare.


FIGURA 7-46: MODELLO DI CALCOLO PER GLI SCARICHI IN FONDAZIONE

Le azioni in fondazione sono riportate nelle tabelle seguenti:

TABLE: Scarichi fondazione					
OutputCase	N	Mx	My	Hx	Hy
Text	KN	KNm	KNm	KN	KN
SLU01	36185	0	-20613	3836	0
SLU02	40461	0	-13147	1518	0
SLU03	36185	0	-11687	1518	0
SLU04	36185	0	-25128	5487	0
SLU05	40461	0	-22073	3836	0
SLU06	28261	0	-8926	2318	0
SLU07	36185	0	-25128	5487	0
SLU08	20053	0	-13441	3969	0
SLU09	36185	0	-13441	3969	0
SLU10	36185	0	13441	-3969	0
SLU11	34600	0	-2625	204	0
SLU12	34600	0	-2625	204	0

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

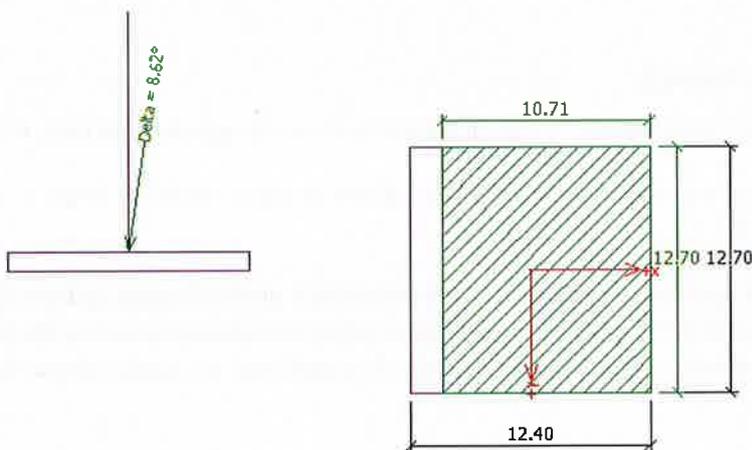
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	72 di 114

TABLE: Scarichi fondazione					
OutputCase	N	Mx	My	Hx	Hy
Text	KN	KNm	KNm	KN	KN
SLV01	21213	0	-11424	2313	0
SLV02	21079	0	-11424	2313	0
SLV03	21213	0	5737	-1255	0
SLV04	21079	0	5737	-1255	0
SLV05	21369	0	-5417	1064	0
SLV06	20923	0	-5417	1064	0
SLV07	21369	0	-269	-6	0
SLV08	20923	0	-269	-6	0

TABLE: Scarichi fondazione					
OutputCase	N	Mx	My	Hx	Hy
Text	KN	KNm	KNm	KN	KN
ECC01	21146	0	-11845	4766	0
ECC02	21146	0	-15562	4769	0

7.8.5 Risultati verifiche

I risultati delle verifiche geotecniche sono riportate di seguito.



Verifica della capacità portante della fondazione:

Combinazione di carico dimensionante: SLU04
 Portanza di progetto del terreno di fondazione: $R_d = q_{lim} / \gamma_R = 604.71 \text{ kPa}$
 Pressione massima di contatto: $\sigma = 266.09 \text{ kPa}$

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta in quanto $R_d > \sigma$.

Verifica di eccentricità

Eccentricità totale massima: $e_t = 0.078 < 0.333$

Verifica a scorrimento

Combinazione di carico dimensionante: ECC02
 Resistenza di progetto a scorrimento: $R_{dh} = R_h / \gamma_R = 11152.32 \text{ kN}$
 Taglio agente: $H = 4769.00 \text{ kN}$

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta in quanto $R_{dh} > H$.

In considerazione della tipologia strutturale e della sismicità del sito le verifiche maggiormente gravose sono quelle in condizioni statiche (SLU/ECC) e non sismiche (SLV). Le verifiche a capacità portante risultano soddisfatte.

8 DIMENSIONAMENTO MURI ANDATORI

In questo capitolo si riporta il dimensionamento dei muri andatori dello scatolare oggetto della progettazione definitiva.

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. 10).

Per la modellazione della struttura è stata considerata una striscia di muro andatore larga 1 m avente caratteristiche geometriche descritte al punto 3.2.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio su letto di molle alla Winkler, per simulare il comportamento del terreno. 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:

Muri: Sezione media 100 x 67 cmq

Soletta di fondazione: Sezione 100 x 100 cmq

Affinché la modellazione della struttura dia risultati soddisfacenti il passo massimo della suddivisione interna in elementi finiti è stato fissato in 0.50 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 del muro andatore

y = asse longitudinale del muro andatore

z = asse verticale del muro andatore

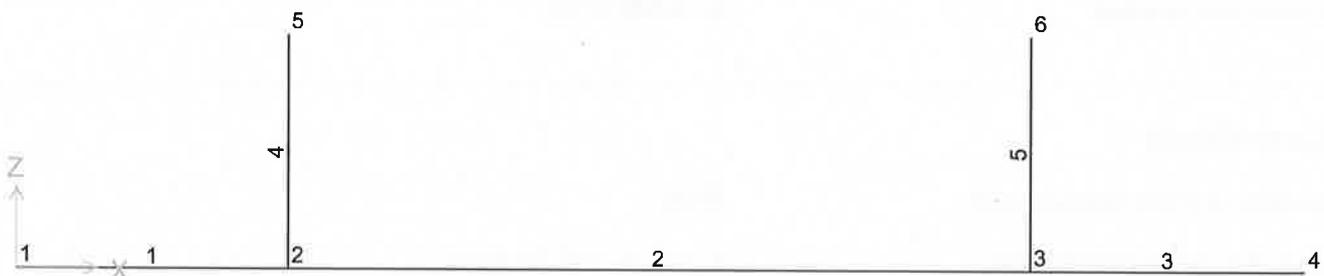


FIGURA 8-1: MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI E NUMERAZIONE DEI NODI ED ELEMENTI TRAVE

8.2 INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

A favore di sicurezza, si considera l'unità B2 come terreno di fondazione del sottovia. 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	7.77 m	larghezza fondazione
L	30.98 m	lato maggiore della fondazione
L/B	3.99	
Ct	1.592	fattore di forma (Interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960)
Kw	2222 kN/mc	
	kN/mq/	
k	2222 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. 3 e nel Ref. 6.

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 di fondazione:

Carichi permanenti soletta fondazione

Terreno imbarcato: 5.15 m x 20.00 kN/mc = 103.00 kN/mq

Sovrastruttura e rilevato stradale: 1.43 m x 20.00 kN/mc = 28.60 kN/mq

8.3.3 *Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)*

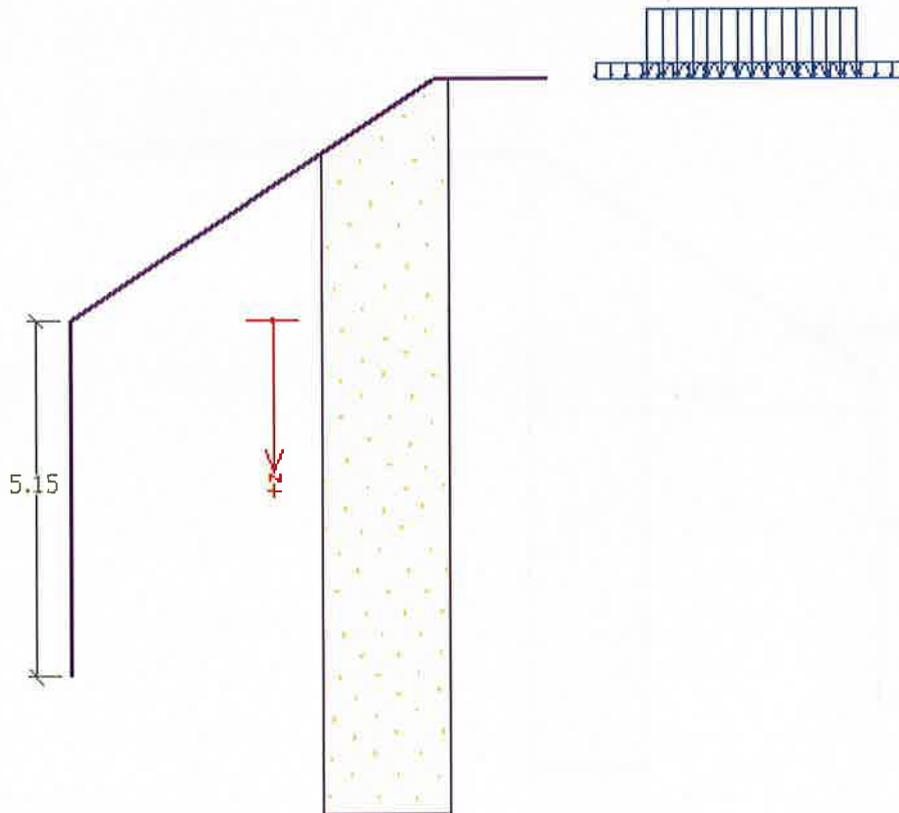
Le spinte sui muri in fase statica sono determinate applicando il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \phi'$, essendo ϕ' l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui muri.

La spinta agente sul muro consta di due aliquote:

1. Spinta a riposo dovuta al terreno a tergo del muro;
2. spinta dovuta al sovraccarico del ballast.

Nella spinta del terreno si considera come sovraccarico il ballast per un peso di $18\text{kN/mc} \cdot 0.8\text{m} = 14.4\text{ kPa}$ applicato per una lunghezza di 4.5 m. Tali spinte sono calcolate con il programma Earth Pressure (Ref. 12).

Si considera un muro alto 5.15 m. L'origine [0,0] del sistema di riferimento è posta nella sommità del paramento murario. Considerato che il rinterro dell'opera avverrà con terreno da rilevato ferroviario/terreno di riporto, si assumono i parametri fisico-meccanici dei rilevati ferroviari: $\phi' = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, lungo tutta l'altezza del muro. Tali caratteristiche sono descritte al punto 6 e richiamate di seguito. Il livello della falda è al di sotto del piano di imposta della fondazione del manufatto.



Rilevato ferroviario

Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 38.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25.00^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

No.	Nome	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Rilevato ferroviario		38.00	0.00	20.00	10.00	25.00

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	78 di 114

Il terreno a tergo del muro ha una pendenza di 2:3 (34.00 °). L'altezza del terrapieno è di 3.49 m, mentre la sua lunghezza è di 5.18 m.

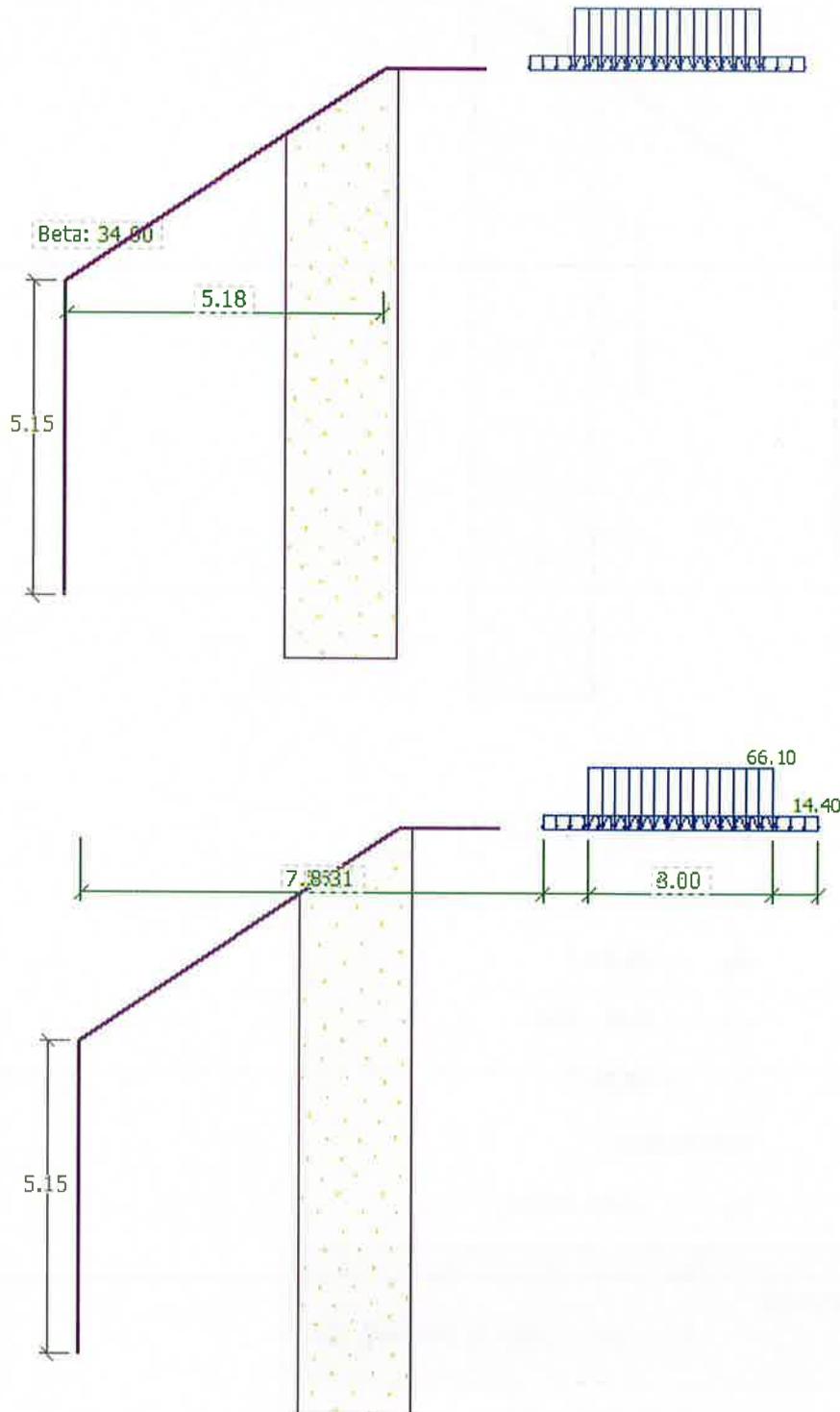


FIGURA 8-2: CARATTERISTICHE DEL TERRENO A TERGO DEL MURO E DEI SOVRACCARICHI APPLICATI

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	79 di 114

La spinta a riposo a tergo del muro dovuta al solo terreno senza sovraccarichi, considerando le caratteristiche del terreno sopra descritte, è riportata nella Tabella 8-1, mentre il suo andamento è rappresentato in Figura 8-3, nel caso della SPTSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPTDX, ma con segno opposto.

TABELLA 8-1: SPINTA A RIPOSO A TERGO DEL MURO DOVUTA AL SOLO TERRENO

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.11	102.26	0.00	66.13	66.13	0.00
2	5.11	102.26	0.00	66.13	66.13	0.00
	5.15	103.00	0.00	66.41	66.41	0.00


FIGURA 8-3: DIAGRAMMA DELLA SPINTA A RIPOSO DOVUTA AL TERRENO A TERGO DEL MURO

La spinta a riposo a tergo del muro dovuta al sovraccarico del ballast, considerando le caratteristiche del terreno sopra descritte, è riportata nella Tabella 8-2, mentre il suo andamento è rappresentato in Figura 8-4, nel caso della SPTSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPTDX, ma con segno opposto.

TABELLA 8-2: LA SPINTA A RIPOSO A TERGO DEL MURO DOVUTA AL SOVRACCARICO DEL BALLAST

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	2.42	0.00
2	0.18	2.48	0.00
3	0.37	2.54	0.00

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	80 di 114

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
4	0.55	2.59	0.00
5	0.74	2.63	0.00
6	0.92	2.66	0.00
7	1.10	2.69	0.00
8	1.29	2.71	0.00
9	1.47	2.73	0.00
10	1.66	2.74	0.00
11	1.84	2.74	0.00
12	2.02	2.74	0.00
13	2.21	2.74	0.00
14	2.39	2.73	0.00
15	2.58	2.72	0.00
16	2.76	2.71	0.00
17	2.94	2.69	0.00
18	3.13	2.67	0.00
19	3.31	2.64	0.00
20	3.49	2.62	0.00
21	3.68	2.59	0.00
22	3.86	2.56	0.00
23	4.05	2.53	0.00
24	4.23	2.50	0.00
25	4.41	2.46	0.00

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	81 di 114

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
26	4.60	2.43	0.00
27	4.78	2.39	0.00
28	4.97	2.35	0.00
29	5.11	2.32	0.00
30	5.15	2.31	0.00

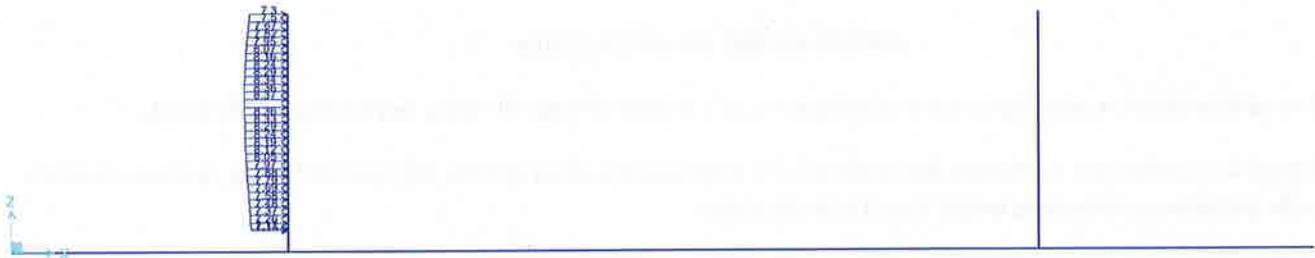


FIGURA 8-4: DIAGRAMMA DI SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO DEL BALLAST

La spinta del terreno in fase statica SPTSX/SPTDX sarà data dalla somma dei due contributi sopra descritti: la spinta a riposo dovuta al terreno a terno del muro (Figura 8-3) e la spinta dovuta al sovraccarico del ballast (Figura 8-4).

Le spinte del terreno di rinfianco 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 muri (per ulteriori dettagli si rimanda al paragrafo 8.5).

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	82 di 114

8.3.4 Spinta sui muri prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario (SPACCSX e SPACCDX)

Si considera la spinta sui muri prodotta dal sovraccarico da traffico ferroviario. In particolare, si adotta il carico LM71, in quanto risulta maggiormente gravoso rispetto al carico SW/2.

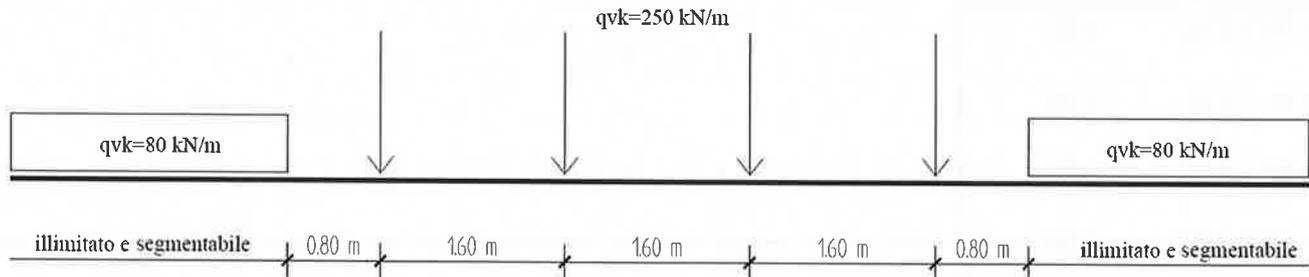


TABELLA 8-3: TRENO LM71

Il carico verticale equivalente a metro lineare lungo lo sviluppo longitudinale, agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm del piano del ferro) risulta pari a:

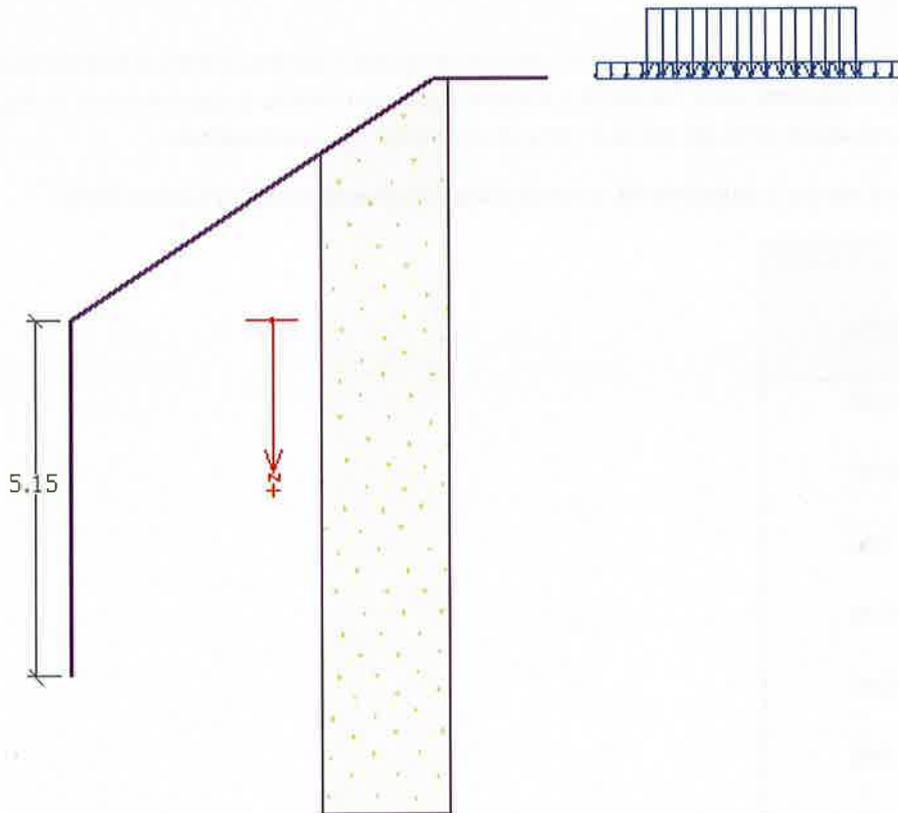
$$p=4 \times 250 \text{ kN} / (4 \times 1,60 \text{ m}) = 156,25 \text{ kPa}$$

Tale valore caratteristico va amplificato per un coefficiente "α" funzione del tipo di carico: per il carico LM71 $\alpha=1,1$.

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 2,60 m (a 0,7m dal piano del ferro), si ricava un carico agente sulla piattaforma ferroviaria $q=156,25 \times 1,1 / 2,6=66,1 \text{ kPa}$.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato è stata calcolata con il programma Earth pressure (Ref. 12) e verrà considerata agente su un solo muro per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i muri.

Si considera un muro alto 5,15 m. L'origine [0,0] del sistema di riferimento è posta nella sommità del paramento murario. Considerato che il rinterro dell'opera avverrà con terreno da rilevato ferroviario/terreno di riporto, si assumono i parametri fisico-meccanici dei rilevati ferroviari: $\phi' = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, lungo tutta l'altezza del muro. Tali caratteristiche sono descritte al punto 6 e richiamate di seguito. Il livello della falda è al di sotto del piano di imposta della fondazione del manufatto.



Rilevato ferroviario

Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 38.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25.00^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

No.	Nome	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Rilevato ferroviario		38.00	0.00	20.00	10.00	25.00

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	84 di 114

Il terreno a tergo del muro ha una pendenza di 2:3 (34.00 °). L'altezza del terrapieno è di 3.49 m, mentre la sua lunghezza è di 5.18 m (si veda la Figura 8-2).

La spinta a riposo a tergo del muro dovuta al sovraccarico del Carico variabile (traffico LM71), considerando le caratteristiche del terreno sopra descritte, è riportata nella Tabella 8-4, mentre il suo andamento è rappresentato in Figura 8-5, nel caso della SPACCSX. Lo stesso carico viene applicato nel caso della SPACCDX, ma con segno opposto.

TABELLA 8-4: LA SPINTA A RIPOSO A TERGO DEL MURO DOVUTA AL SOVRACCARICO DEL CARICO VARIABILE (TRAFFICO LM71)

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	7.30	0.00
2	0.18	7.50	0.00
3	0.37	7.67	0.00
4	0.55	7.82	0.00
5	0.74	7.95	0.00
6	0.92	8.07	0.00
7	1.10	8.16	0.00
8	1.29	8.24	0.00
9	1.47	8.29	0.00
10	1.66	8.34	0.00
11	1.84	8.36	0.00
12	2.02	8.37	0.00
13	2.21	8.37	0.00
14	2.39	8.36	0.00
15	2.58	8.33	0.00
16	2.76	8.29	0.00
17	2.94	8.24	0.00
18	3.13	8.19	0.00

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	85 di 114

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
19	3.31	8.12	0.00
20	3.49	8.05	0.00
21	3.68	7.97	0.00
22	3.86	7.88	0.00
23	4.05	7.79	0.00
24	4.23	7.69	0.00
25	4.41	7.58	0.00
26	4.60	7.48	0.00
27	4.78	7.37	0.00
28	4.97	7.26	0.00
29	5.11	7.17	0.00
30	5.15	7.14	0.00



FIGURA 8-5: DIAGRAMMA DI SPINTA DOVUTO AL SOVRACCARICO DA TRAFFICO FERROVIARIO

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	86 di 114

8.3.5 Carichi Mobili da traffico veicolare (VEICOLI)

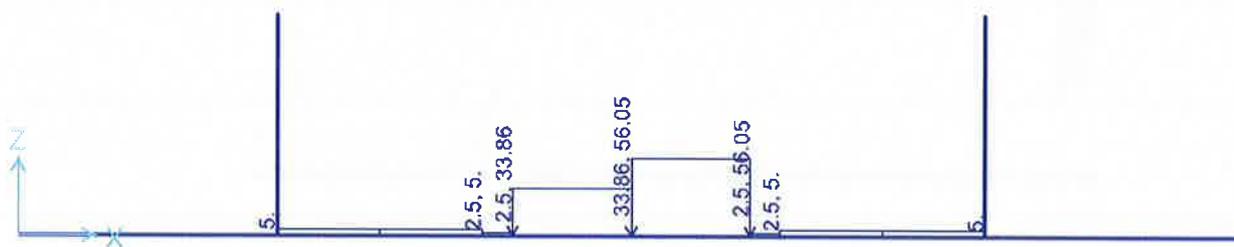
Per quanto attiene i carichi mobili da traffico veicolare sulla soletta di fondazione, si sono considerati agenti i classici carichi previsti per i ponti stradali indicati la punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 2 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 kPa sulla parte rimanente. Al di fuori della carreggiata si è considerato agente lo Schema di Carico 5, relativo alla folla compatta.

Le lunghezze di diffusione delle impronte di carico si sono assunte in direzione trasversale pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3.0 m), longitudinalmente diffondendo l'impronta fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento (spessore medio circa pari a 1.43 m), assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta. Si ha:

Carichi mobili

Larghezza carreggiata	7.5 m	
N corsie convenzionali	2	Tab. 5.1.I NTC2008
Larghezza corsia convenzionale	3 m	
Larghezza della zona rimanente	1.5 m	
Larghezza marciapiedi	5.18 m	
Base collaborante trasversale:	3 m	
Lunghezza diffusione longitudinale:	4.25 m	
Carico diffuso corsia 1	56.05 kPa	
Carico diffuso corsia 2	33.86 kPa	
Carico diffuso corsia 3	0.00 kPa	
Carico parte rimanente	2.50 kPa	
Folla compatta	5.00 kPa	

La distribuzione dei carichi considerata è rappresentata in Figura 7-12.


FIGURA 8-6: SCHEMA DI CARICO ADOTTATO PER I VEICOLI

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	87 di 114

8.3.6 Azioni termiche (TERM)

Ai paramenti murari 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 $\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}$

8.3.7 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. 3 e nel Ref. 8. I fenomeni di ritiro vengono applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

Dai calcoli risulta una una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro di -9.9° per i muri e -9.6° per la soletta di fondazione.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	88 di 114

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	=	0.665	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	1	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	1330	[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}	=	1.211	[-]	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 $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.6122	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi(t_0) \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.586	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	12698	[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
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.929418	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \epsilon_{cd,0}$	=	0.000207	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	=	0.00025729	[-]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	25.7	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	9.9	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	89 di 114

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	=	1	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	1	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	2000	[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}	=	1.184	[-]	Coefficiente per l'effetto dell'umidità relativa (Formola B.3a/B.3b EN 1992-1-1)
α_1	=	0.944	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formola B.8c EN 1992-1-1)
α_2	=	0.984	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formola B.8c EN 1992-1-1)
α_3	=	0.960	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formola B.8c EN 1992-1-1)
$\beta(f_{cm})$	=	2.725	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formola B.4 EN 1992-1-1)
β_H	=	1439.6	[-]	Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimension convenzionale h_0 (Formola B.8a/B.8b EN 1992-1-1)
$\beta_c(t, t_0)$	=	0.9837	[-]	Coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo (Formola 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]	Formola B.10 EN 1992-1-1
$t_{0,mod}$	=	28.00	[days]	Età del calcestruzzo modificata (Formola B.9 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.488	[-]	Formola B.5 EN 1992-1-1 con $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.5765	[-]	Formola B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.551	[-]	Coefficiente di viscosità (Formola B.1 EN 1992-1-1)
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	12873	[MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per effetto della viscosità

Deformazione e ritiro

$\epsilon_{ca, \infty}$	=	0.00005	[‰]	Deformazione da ritiro autogeno (Formola 3.12 EN 1992-1-1)
$\beta_{as}(t)$	=	1	[-]	Variation nel tempo del ritiro autogeno al tempo t (Formola 3.13 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca, \infty}$	=	5E-05	[‰]	Ritiro autogeno al tempo t (Formola 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	[-]	Formola B.12 EN 1992-1-1
$\epsilon_{cd,0}$	=	0.000319	[-]	Formola B.11 EN 1992-1-2
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.877163	[-]	Formola 3.10 EN 1992-1-3
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \epsilon_{cd,0}$	=	0.000196	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formola 3.9 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	=	0.00024564	[-]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	24.6	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	9.6	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	90 di 114

8.3.8 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.

8.3.9 Forze inerziali associate al sisma (SISMA_H/ SISMA_V)

Le forze sismiche sono date dalle seguenti relazioni:

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

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

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:

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

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 (a_{max}/g)

Le forze inerziali associate al sisma risultano pertanto:

Soletta fondazione

Sisma verticale (SISMA_V)

Azione inerziale terreno imbarcato 2.86 kN/mq

Azione inerziale sovrastruttura stradale 0.79 kN/mq

Muri andatori

Sisma orizzontale (SISMA_H)

Azione inerziale peso proprio 0.92 kN/mq



FIGURA 8-7: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA ORIZZONTALE (SISMA_H)

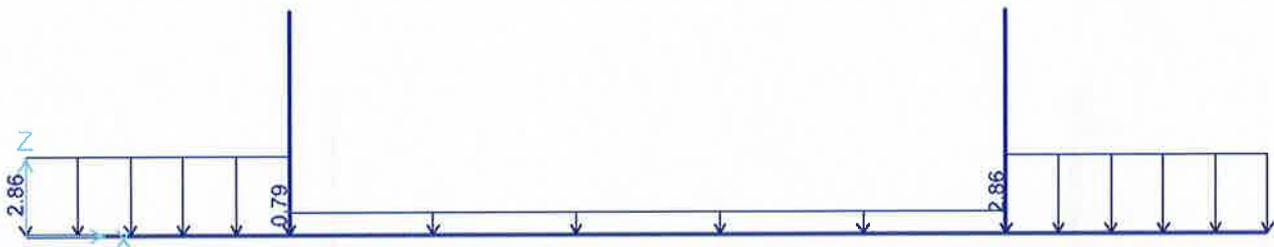


FIGURA 8-8: AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA VERTICALE (SISMA_V)

8.3.10 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 utilizzando il programma Earth Pressure (Ref. 12), secondo la teoria di Mononobe-Okabe, adottando $\beta=1$.

Tale spinta sarà considerata agente su uno solo dei muri dell'opera. Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un muro:

**Spinta sismica associata al sisma verso il basso
SPSPDX+ e SPSSX+**

Profondità [m]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
0	0	0	0
5.15	19.26	17.45	8.14

**Spinta sismica associata al sisma verso l'alto SPSPDX- e
SPSSX-**

Profondità [m]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
0	0	0	0
5.15	18.42	16.7	7.79



FIGURA 8-9: 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. 3 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:

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.

		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 8-10: 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 7-21) 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 8-11: 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 8-12: 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. 3 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.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

 COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RR0H 01 D 13 CL SL 01 05 001 A 96 di 114

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 8-13: 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 7-25) 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 8-14: 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. 3) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

8.4.2 Combinazioni SLU/SLV/SLE

Le azioni descritte nel punto 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
Spinta del carico acc. (LM71)Sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71)Sulla parete Dx	SPACCDX
Variazione termica	TERM
Ritiro	RITIRO
Carico variabile da traffico veicolare	VEICOLI
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale verso il basso	Sisma V +
Azione sismica Verticale verso l'alto	Sisma V -
Incremento sismico della spinta sul terreno Dx in concomitanza di sisma verso il basso	SPSDX +
Incremento sismico della spinta sul terreno Dx in concomitanza di sisma verso l'alto	SPSDX -
Incremento sismico della spinta sul terreno Sx in concomitanza di sisma verso il basso	SPSSX +
Incremento sismico della spinta sul terreno Sx in concomitanza di sisma verso l'alto	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.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	98 di 114

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

TABELLA 8-5: COMBINAZIONI DI CARICO

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	99 di 114

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. 10). Il modello di calcolo adottato è illustrato al punto 8.5 della presente relazione.

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte al punto 8.4, 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 8-15: SFORZO NORMALE - INVOLUPPO SLU/SLV

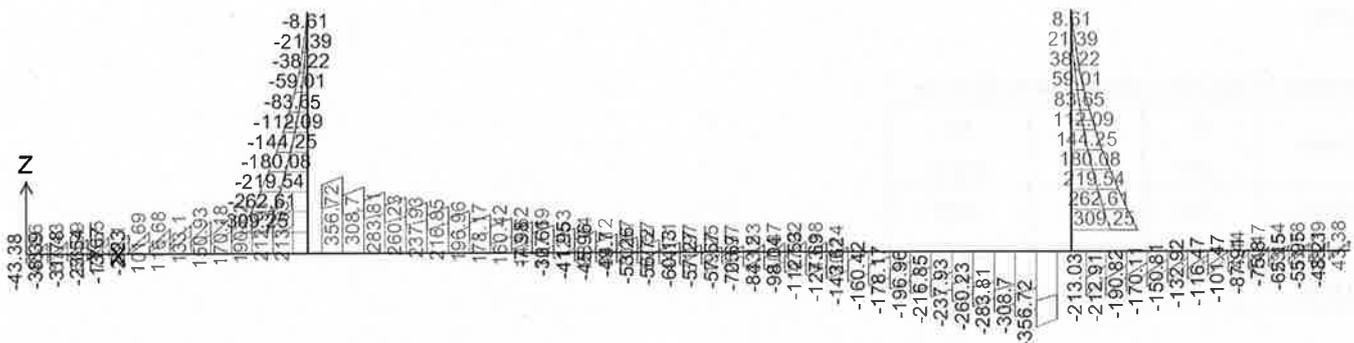


FIGURA 8-16: TAGLIO - INVOLUPPO SLU/SLV

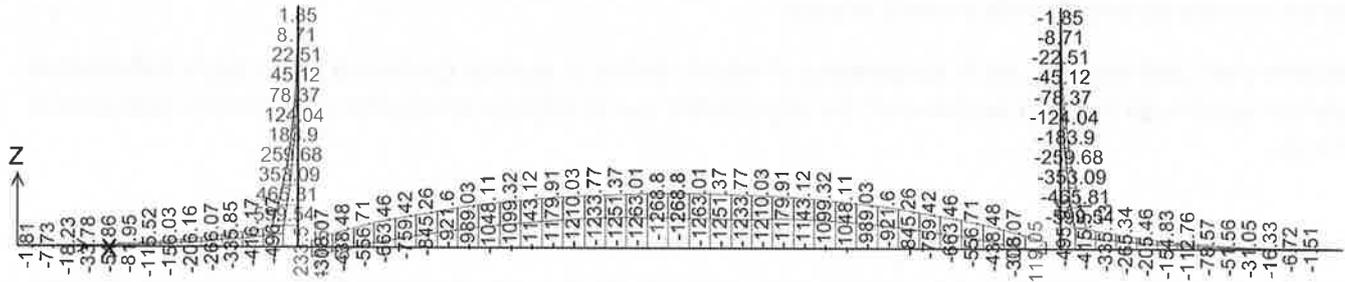


FIGURA 8-17: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLU/SLV

8.6 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito vengono riportate le verifiche allo SLU e le verifiche di fessurazione degli elementi principali dei muri andatori: muri e soletta di fondazione.

8.6.1 Muri

Per quanto riguarda i muri sono state considerate 2 sezioni una posta alla base del muro di altezza 0.93 m e una posta ad un'altezza intermedia del muro $5.15 \text{ m}/2 = 2.575 \text{ m}$ di altezza 0.67 m.

SEZIONE DI BASE

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

Sollecitazioni massime Muri sezione di base

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU10	-116	309	-600
SLU04	-116	-309	600
SLU08	-86	-309	600

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 7-30, armata con un'armatura doppia che prevede $\varnothing 20/20'' + \varnothing 20/40''$ in zona tesa e $\varnothing 16/20''$ in zona compressa.

Titolo: Muri MAS sez base

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	93	1	10.05	8
			2	23.56	85

Tipologia 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

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_{c1} 2.029

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

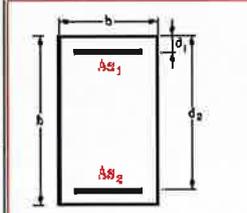


FIGURA 8-18: SEZIONE RESISTENTE

In Figura 7-31 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV che risulta soddisfatta.

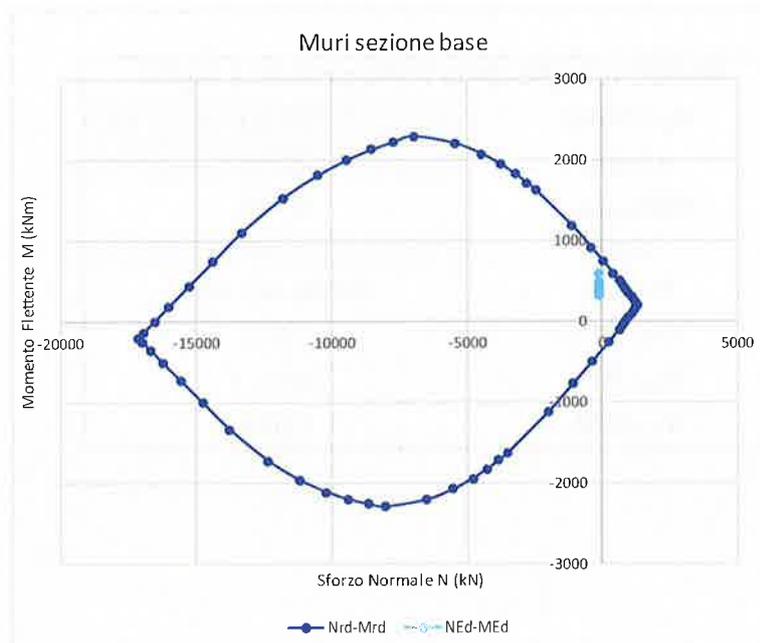


FIGURA 8-19: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	102 di 114

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)	930.0	altezza della sezione
d (mm)	850.0	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)	2356.0	armatura longitudinale tesa a flessione
k	1.49	fattore di ingranamento
v_{min}	0.35	tensione resistente minima
ρ_l	0.0028	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)	306.9	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 Ø10/20" 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)	395.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	3.163
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	590.8
V_{Rd2} (kN)	3251.3
V_{Rd} (kN)	590.8

SEZIONE DI ALTEZZA INTERMEDIA

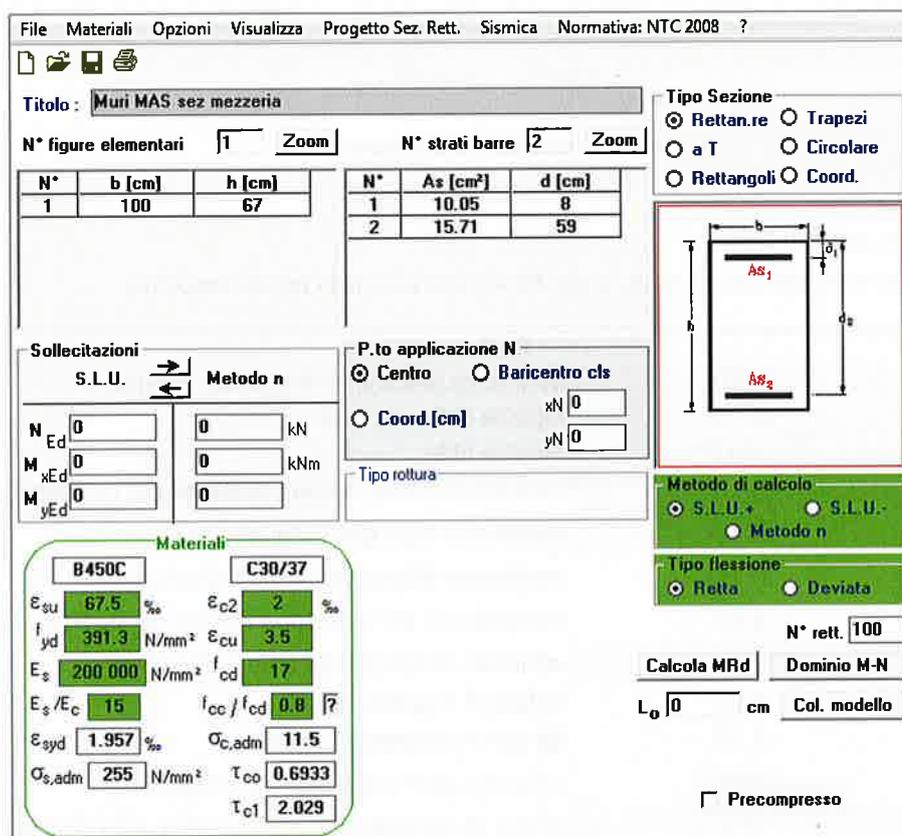
In tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni maggiormente significative desunte dai tabulati del programma di calcolo utilizzato.

Sollecitazioni massime Muri sezione di mezzeria

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU10	-58	97	-100
SLU08	-43	-97	100

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 8-20, armata con un'armatura doppia che prevede $\varnothing 20/20''$ in zona tesa e $\varnothing 16/20''$ in zona compressa.



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

Titolo: **Muri MAS sez mezzeria**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	67	1	10.05	8
			2	15.71	59

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRD Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

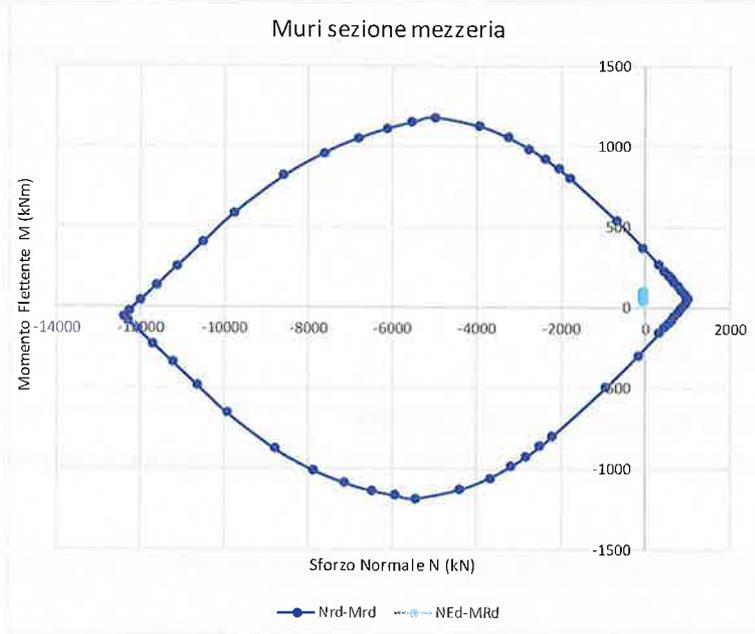
Precompresso

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_{c1}	2.029

FIGURA 8-20: SEZIONE RESISTENTE

In Figura 8-21 si riporta la verifica grafica a pressoflessione per tutte le combinazioni di carico allo SLU/SLV che risulta soddisfatta.


FIGURA 8-21: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N
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)	670.0	altezza della sezione
d (mm)	590.0	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_{sI} (mmq)	1571.0	armatura longitudinale tesa a flessione
k	1.58	fattore di ingranamento
v_{min}	0.38	tensione resistente minima
ρ_l	0.0027	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)	225.1	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 no sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	106 di 114

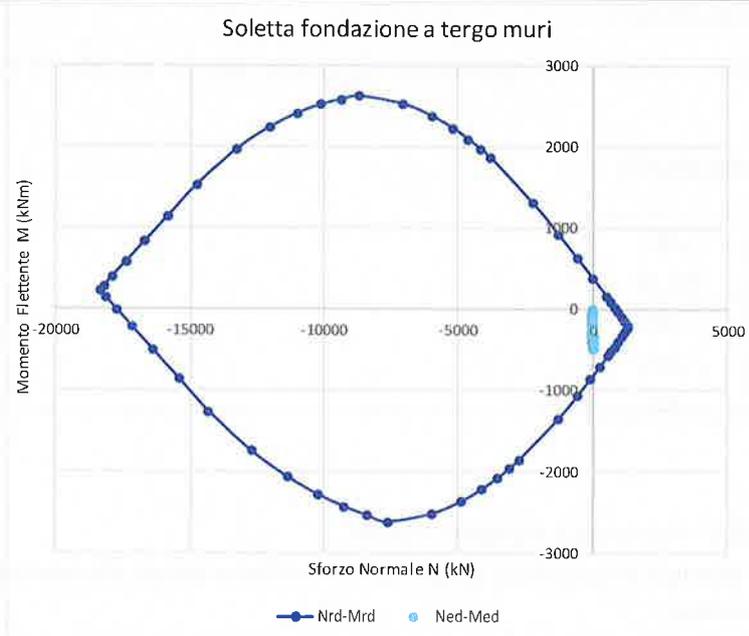


FIGURA 8-23: DOMINIO DI INTERAZIONE M-N

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)	1000.0	altezza della sezione
d (mm)	920.0	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)	2356.0	armatura longitudinale tesa a flessione
k	1.47	fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	tensione resistente minima
ρ_l	0.0026	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)	319.4	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 no sono tali da richiedere armatura aggiuntiva specifica.

8.6.3 Soletta di fondazione centrale

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

Sollecitazioni massime fondazione parte centrale

Comb	N	V	M
	KN	KN	KN-m
SLU03	-184	31	-1269
SLU08	-280	235	234
SLU04	-280	357	-92

VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU: FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Si considera la sezione resistente riportata in Figura 8-24, armata con un'armatura doppia che prevede $\varnothing 24/10''$ in zona tesa e $\varnothing 16/20''$ in zona compressa.

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	109 di 114

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)	1000.0	altezza della sezione
d (mm)	920.0	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)	1050.0	armatura longitudinale tesa a flessione
k	1.47	fattore di ingranamento
v_{min}	0.34	tensione resistente minima
ρ_l	0.0011	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)	313.1	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 $\varnothing 10/20''$ 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)	395.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	3.163
$ctg\theta$	1.00
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	639.4
V_{Rd2} (kN)	3519.0
V_{Rd} (kN)	639.4

8.6.4 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 8-26 e Figura 8-27. Le sollecitazioni ritenute più significative per la verifica agli SLE sono riassunte nella Tabella 8-6 e sono riferite alle sezioni rappresentate in Figura 8-28.



FIGURA 8-26: SFORZO NORMALE - INVILUPPO SLE-RARA

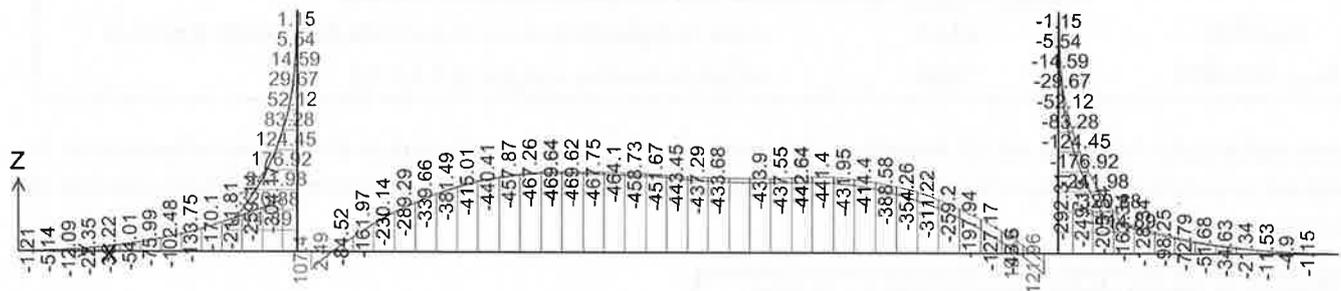


FIGURA 8-27: MOMENTO FLETTENTE - INVILUPPO SLE-RARA

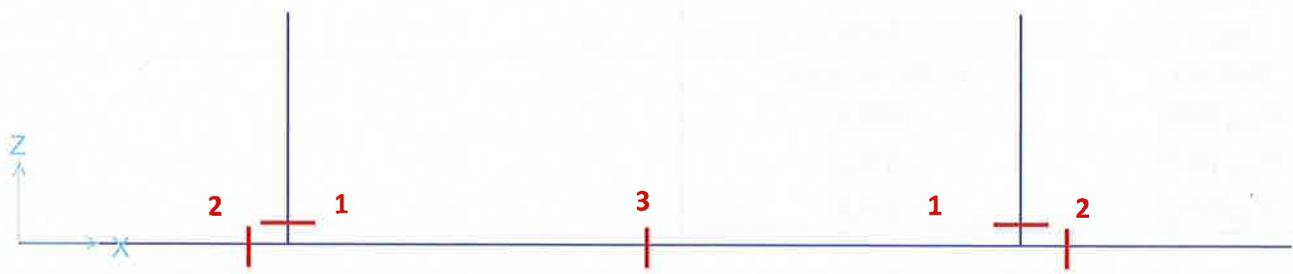


FIGURA 8-28: SEZIONI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

Relazione di calcolo sottovia alla progr. 1+000.90

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	SL 01 05 001	A	111 di 114

Sezione	Altezza H (cm)	Larghezza B (cm)	Copriferro c (cm)	Alt. Utile d (cm)	Mmax kN m	Ncorrisp kN
1	93	100	8	85	415	-86
2	100	100	8	92	-304	24
3	100	100	8	92	-470	-178

TABELLA 8-6: 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 XC3 (Si veda il capitolo 4 della presente relazione). Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali Ordinarie 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 ordinario

secondo quanto riportato nei manuali RFI per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008;

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

Per quanto riguarda le sezioni prese in considerazione per la verifica a fessurazione, come si evince dalle figure seguenti la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è inferiore a quella relativa allo stato limite di formazione delle fessure. Pertanto la verifica di fessurazione si ritiene automaticamente soddisfatta.

Titolo: Muri MAS sez base

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	93	1	10.05	8
			2	23.56	85

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 N/mm²
 τ_{c1} 2.029 N/mm²

σ_c -2.637 N/mm²
 σ_c 2.548 N/mm²
 ϵ_s 0.1576 ‰

Verifica

Precompresso

FIGURA 8-29: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CLS PER LA SEZIONE 1

Titolo: Muri MAS soletta fondazione laterale

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	23.56	8
			2	10.05	92

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 N/mm²
 τ_{c1} 2.029 N/mm²

σ_c -1.623 N/mm²
 σ_c 1.676 N/mm²
 ϵ_s 0.1059 ‰

Verifica

Precompresso

FIGURA 8-30: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CLS PER LA SEZIONE 2

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

Titolo: **Muri MAS soletta fondazione centrale**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	45.24	8
			2	10.05	92

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 \sqrt{f}
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6933
		τ_{cl}	2.029

σ_c N/mm²
 σ_c N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica

Precompresso

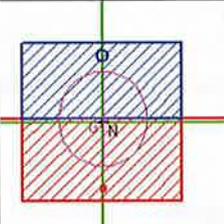


FIGURA 8-31: CALCOLO MASSIMA TENSIONE DI TRAZIONE NEL CLS PER LA SEZIONE 3

9 INCIDENZA ARMATURA

In questo paragrafo sono riassunti i valori delle incidenze delle armature per lo scatolare e i muri andatori.

9.1 SCATOLARE

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

Soletta superiore: 110 kg/mc

Piedritti: 80 kg/mc

Soletta inferiore: 120 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. Maggiore	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiore	Peso armatura (kg)		
Soletta inferiore	1	Ø26/10	26	10	5309	4.17	1.10	46	Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	120
		Ø26/10	26	10	5309	4.17	1.10	46	Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	
Piedritti	1	Ø26/10	26	10	5309	4.17	1.10	46	Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	80
		Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.10	5	
Soletta superiore	1	Ø24/10	24	10	4524	3.55	1.10	39	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	110
		Ø26/10	26	10	5309	4.17	1.10	46	Ø16/20	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.

9.2 MURI ANDATORI

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

Elevazione Muri: 60 kg/mc

Soletta di fondazione: 60 kg/mc

Spessore (m)	Armatura Trasversale							Armatura Longitudinale							Incidenza (kg/mc)	M.P. Incidenza (kg/mc)	
	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiore	Peso armatura (kg)	Armatura	Ø (mm)	N _{barre/m}	Area (mm ²)	Peso 1 barra (kg/m)	Coeff. Maggiore	Peso armatura (kg)			
Muri parte inferiore	0.7	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.20	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.20	5	66	60
		Ø20/20+Ø20/40	20	7.5	2356	2.47	1.20	22	Ø12/20	16	5	1005	1.58	1.20	9		
Muri parte superiore	0.7	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.20	9	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.20	5	50	60
		Ø20/20	20	5	1571	2.47	1.20	15	Ø12/20	12	5	565	0.89	1.20	5		
Fondazione parte centrale	1	Ø24/10	24	10	4524	3.55	1.10	39	Ø16/20	20	5	1571	2.47	1.10	14	66	60
		Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø16/20	12	5	565	0.89	1.10	5		
Fondazione parte laterale	1	Ø20/20+Ø20/40	20	7.5	2356	2.47	1.10	20	Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	43	60
		Ø16/20	16	5	1005	1.58	1.10	9	Ø16/20	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 per quanto riguarda la soletta di fondazione e del 20% per quanto riguarda l'elevazione muri.