

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

OPERE PRINCIPALI - PONTI e CAVALCAFERROVIA

Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1 dal Km 83+400 al 83+530

Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 I	0 0	D	0 9	C L	I V 0 6 0 A	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	F. Bonifacio	Feb.2022	D. Fadda	Feb.2022	Vittorzi 2022

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione dell'Infrastruttura
Dist. Ing. Angelo Vittorzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova
N° 420783

File: IV0I00D09CLIV060A001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
3.1	CALCESTRUZZO.....	5
3.1.1	Classe C45/55 (Travi C.A.P e Traversi).....	5
3.1.2	Classe C35/45 (Soletta).....	5
3.2	ACCIAIO	5
3.2.1	Acciaio per armature ordinarie.....	5
3.2.2	Acciaio da precompressione.....	6
4	FASI COSTRUTTIVE	7
5	MODELLI DI CALCOLO	8
5.1	TRAVI IN CAP.....	10
5.2	TRAVERSI	15
5.3	SOLETTA.....	17
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	18
6.1	AZIONI PER TRAVI IN C.A.P.	18
6.1.1	Carichi permanenti strutturali (G1).....	18
6.1.2	Carichi permanenti non strutturali (G2).....	18
6.1.3	Azioni variabili da traffico	20

6.1.4	Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q_3	23
6.1.5	Gruppi di azioni.....	23
6.1.6	Azione del vento.....	24
6.2	AZIONE SISMICA	27
6.2.1	Vita nominale	27
6.2.2	Classe d'uso	27
6.2.3	Periodo di riferimento	28
6.2.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	28
6.2.5	Caratterizzazione sismica del terreno	29
6.2.6	Parametri sismici di calcolo.....	32
7	COMBINAZIONI DI CARICO	35
8	VERIFICA DEI TRAVERSI.....	40
8.1	TRAVERSI DI TESTATA	40
8.1.1	ARMATURA	40
8.1.2	CARATTERISTICHE SEZIONE DI VERIFICA	41
8.1.3	VERIFICA AL TIRO.....	42
8.1.4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	42
8.2	TRAVERSI DI CAMPATA.....	44
8.2.1	ARMATURA	44
8.2.2	CARATTERISTICHE SEZIONE DI VERIFICA	45
8.2.3	VERIFICA AL TIRO.....	45

8.2.4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	46
9	VERIFICHE DELLA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	48
9.1	AZIONI PER MODELLO TRASVERSALE SOLETTA.....	48
9.1.1	Carichi permanenti strutturali (G1).....	48
9.1.2	Carichi permanenti non strutturali (G2).....	48
9.1.3	Carichi accidentali (q1)	48
9.2	VERIFICA TRATTO DI SOLETTA TRA LE TRAVI	50
9.2.1	Verifiche SLU	51
9.2.2	Verifiche SLE.....	52
9.3	VERIFICA TRATTO DI SOLETTA SBALZO	55
9.3.1	Verifiche SLU	56
9.3.2	Verifiche SLE.....	57
10	STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO.....	59
11	SCARICHI SUGLI APPOGGI.....	60
12	SPOSTAMENTO GIUNTI	61
12.1	CORSA DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO.....	61
12.2	ESCURSIONE DEI GIUNTI	61
12.3	AMPIEZZA DEI VARCHI	62

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di resistenza dell'impalcato del Cavalcaferrovia IV06 (IV06 - cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1 dal Km 83+400 al 83+530).

Il viadotto è costituito da n.9 impalcati in c.a.p (ciascuno dei quali è composto da n.4 travi longitudinali, da n.3 trasversi di campata e da n.2 trasversi di testata). Il tutto è sostenuto da n.2 spalle e n.8 pile.

Ciascuna campata del viadotto è in semplice appoggio.

La luce della campata in asse pila è pari a 30.00m, mentre la luce dell'impalcato misurata tra gli appoggi è pari a 28.20m.

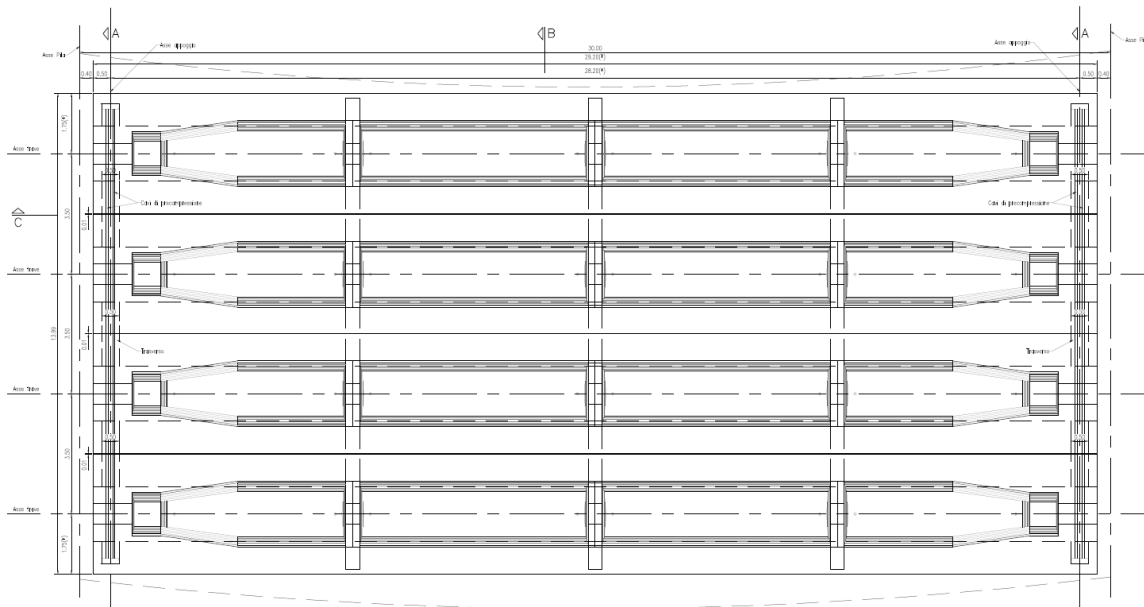


Figura 1: Pianta travi impalcato

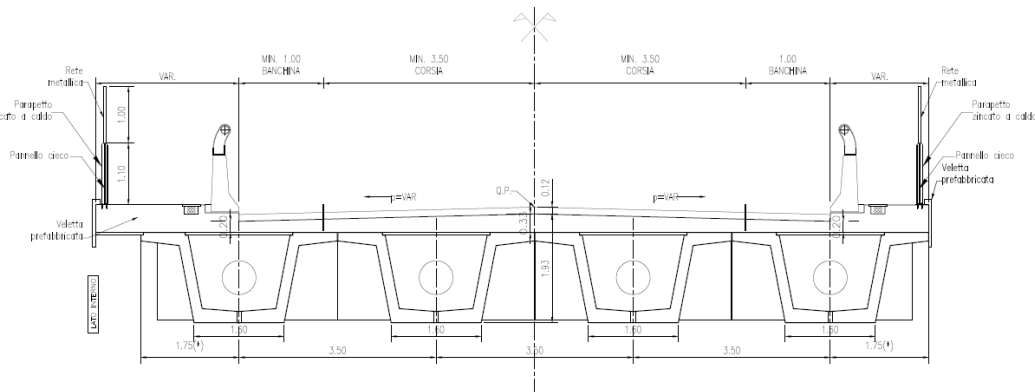


Figura 2: Sezione impalcato rettilineo

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC18);*
- *Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018 (nel seguito circ. NTC18);*
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*
- *RFICTCSIMAIIFS001_E: Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020 (MdP)*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Classe C45/55 (Travi C.A.P e Traversi)

Al taglio dei trefoli

- $R_{ckj} = 47 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm,j} = 35001 \text{ N/mm}^2$

In fase di esercizio

- $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 45.65 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 45.65 \cdot 0.85 / 1.5 = 25.86 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.83 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm} = 36283 \text{ N/mm}^2$

3.1.2 Classe C35/45 (Soletta)

- $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 35 \cdot 0.85 / 1.5 = 19.83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.21 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per armature ordinarie

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio B450C

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;

- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

3.2.2 Acciaio da precompressione

Si utilizzano cavi in acciaio armonico con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio armonico stabilizzato in trefoli da $\phi 0.6''$

- Area nominale $A = 0.39 \text{ cm}^2$;
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione caratteristica allo 1% di deformazione $f_{p(1)k} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo elastico $E_s = 195.000 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione utile al rilascio dei tefoli $\sigma_{spi} = 1350 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio armonico stabilizzato in barre da $\phi 36\text{mm}$

- Area nominale $A = 1.018 \text{ cm}^2$;
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1050 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione caratteristica allo 1% di deformazione $f_{p(1)k} \geq 960 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo elastico $E_s = 195.000 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione utile al rilascio dei tefoli $\sigma_{spi} = 650 \text{ N/mm}^2$.

4 FASI COSTRUTTIVE

Sono previste le seguenti fasi di costruzione:

- fase 1: posizionamento apparecchi di appoggio
- fase 2: varo delle travi
- fase 3: inserimento tubi in gomma a tenuta d'aria nelle guaine dei trefoli dei traversi e loro gonfiaggio
- fase 4: posa predalles interne sulle travi
sigillatura dei traversi con malta
sgonfiaggio tubi in gomma e loro sfilaggio
- fase 5: inserimento trefoli di precompressione nei traversi
tesatura al 10% dei cavi nei traversi di testata e sbloccaggio degli apparecchi di appoggio
completamento tesatura contemporanea dei 2 cavi dei traversi di testata
iniezione delle guaine sotto vuoto entro 15 gg dalla tesatura dei trefoli e sigillatura terminali di ancoraggio
- fase 6: inghisaggio zanche inferiori appoggi e loro bloccaggio
- fase 7: posa cassero per getto soletta a sbalzo
posa in opera delle predalles sullo sbalzo e sigillatura elementi contigui con mastice
posa armatura soletta
- fase 8: prima fase di getto della soletta (soletta strutturale)
- fase 9: posizionamento velette
completamento getto soletta
getto marciapiedi
- fase 10: posizionamento giunti
posizionamento pluviali di scarico
realizzazione pavimenti e opere di impermeabilizzazione e protezione.

5 MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è costituito da 4 travi in c.a.p. varate e completate dalla soletta. La sezione trasversale finale è costituita da 4 cassoncini e due sbalzi laterali.

La struttura viene analizzata mediante un modello a graticcio con elementi BEAM sia longitudinali che trasversali che schematizzano le travi, i traversi e la soletta.

La terna di assi è orientata nel seguente modo:

asse X: longitudinale

asse Y: trasversale

asse Z: verticale

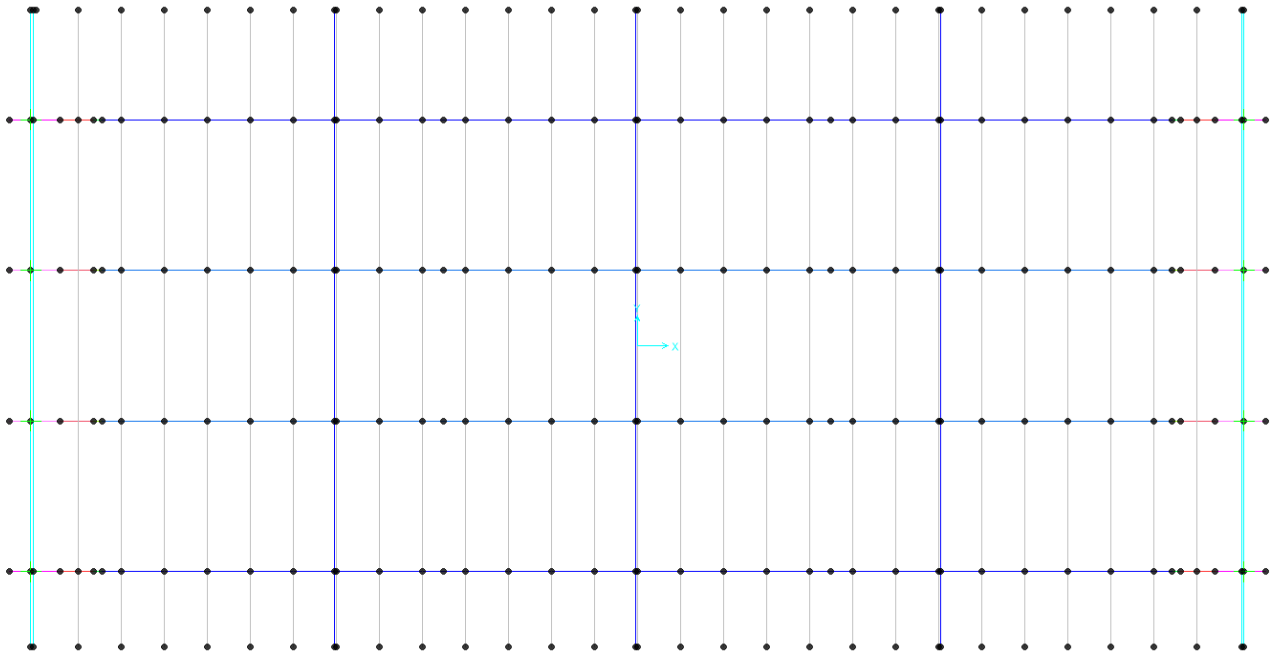


Figura 3: pianta modello

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	9 di 64

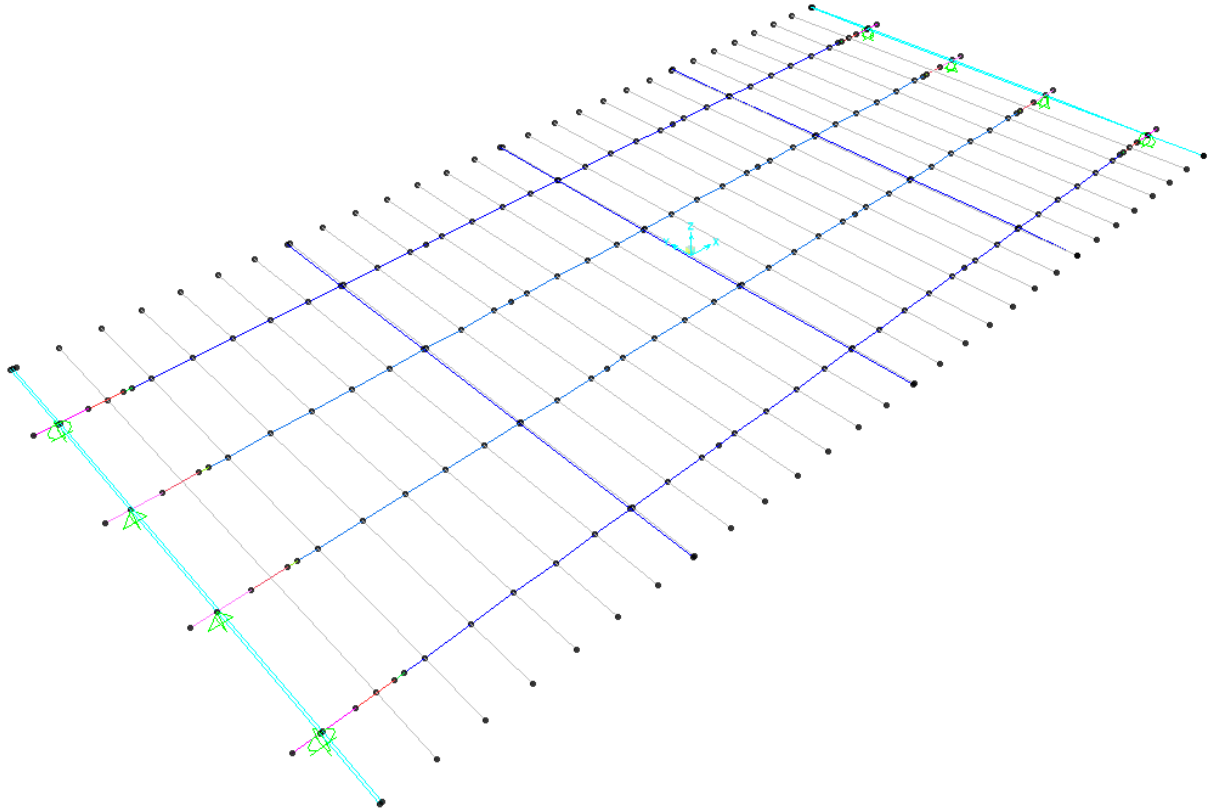


Figura 4: modello di calcolo vista 3D

5.1 Travi in cap

Caratteristiche geometriche cassoncini senza soletta collaborante

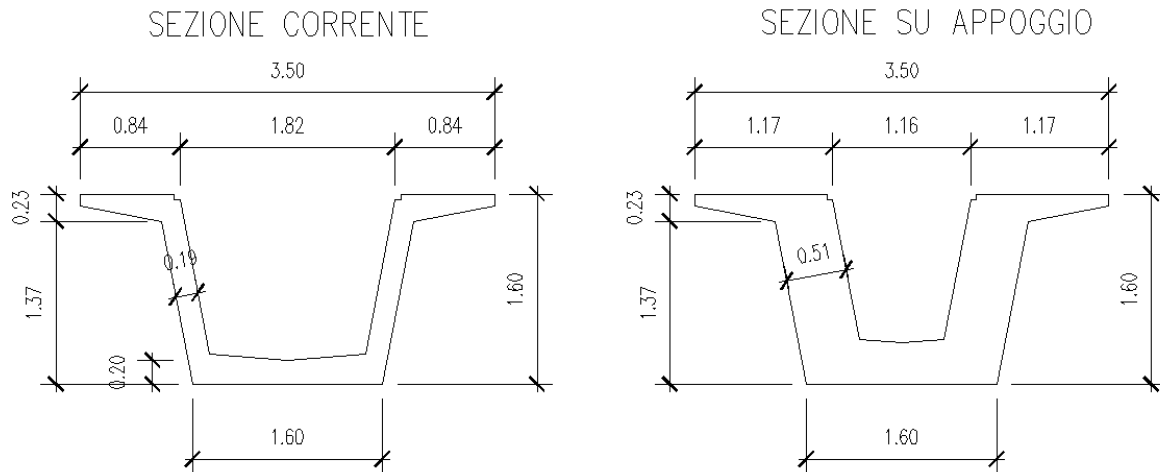


Figura 5. Sezioni cassoncini

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE CASSONCINI		
	Sezione su appoggio	Sezione corrente
H (altezza trave)	1.6000 m	1.6000 m
b_w (spessore anima)	0.5100 m	0.1900 m
A_{trasv} (area)	2.1002 m ²	1.1011 m ²
Y_g (Baricentro dal fondo cassoncino)	0.8043 m	0.7526 m
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	1.2700 m ⁴	0.8941 m ⁴
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.5495 m ⁴	0.3641 m ⁴
A_{12} (area di taglio in direzione 2)	1.6620 m ²	0.6192 m ²
A_{13} (area di taglio in direzione 3)	0.6321 m ²	0.3795 m ²

Tabella 1: Caratteristiche geometriche cassoncini

Determinazione della larghezza collaborante della soletta per gli elementi trave

La determinazione della soletta collaborante è stata effettuata nel rispetto di quanto previsto dal §4.3.2.3 delle NTC18 tenendo conto, inoltre, delle limitazioni previste nel MdP al 2.6.2.7.2.2;

Soletta al di sopra dell'anima esterna di un cassoncino di bordo:

lato esterno al cassoncino:

$$b_{est} = b_w/2 + L_0/8 < S$$

dove b_w Larghezza anima travi

L_0 Luce travi

S Distanza dall'asse anima esterna della trave di bordo al filo esterno della soletta

lato interno al cassoncino:

$$b_{int} = b_w/2 + L_0/8 < I/2$$

dove $I/2$ Semi-Interasse anime internamente al cassoncini

Risulta una larghezza complessiva collaborante di soletta al di sopra dell'anima esterna di un cassoncini di bordo pari a:

$$b_{an_est} = b_{est} + b_{int}$$

Soletta al di sopra dell'anima interna di un cassoncino:

lato esterno al cassoncino:

$$b_{est} = b_w/2 + L_0/8 < D/2$$

dove $D/2$ Semi distanza tra due anime di cassoncini adiacenti

$$b_{int} = b_w/2 + L_0/8 < I/2$$

Risulta una larghezza complessiva collaborante di soletta al di sopra dell'anima interna di un cassoncino pari a:

$$b_{an_int} = b_{est} + b_{int}$$

Soletta collaborante:

$$b = b_{an_est} + b_{an_int} \quad \text{cassoncini di bordo}$$

$$b = 2 \cdot b_{an_int} \quad \text{cassoncini interni}$$

omogeneizzando la soletta ai cassoncini:

$$b_{omog} = n \cdot b$$

Le grandezze definite sono riportate nella tabella seguente:

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	12 di 64

b_w	0.19	m
$L_e = L_{calcolo}$	28.3	m
S	1.540	m
I/2	1.010	m
D/2	0.740	m
$b_{est} = b_w/2 + L_e/8$	3.633	m
$b_{int} = b_w/2 + L_e/8$	3.633	m
$(S+I/2)/2 - I/2$	0.265	m
Soletta al di sopra dell'anima esterna di un cassoncino di bordo:		
$b_{est} < (S+I/2)/2 - I/2$	0.265	m
$b_{int} < I/2$	1.010	m
$b_{an_est} = b_{est} + b_{int}$	1.275	m
Soletta al di sopra dell'anima interna di un cassoncino:		
$b_{est} < D/2$	0.740	m
$b_{int} < I/2$	1.010	m
$b_{an_int} = b_{est} + b_{int}$	1.750	m
Soletta collab. cassoni di bordo		
	3.025	m
Soletta collab. cassoni interni		
	3.500	m
Soletta coll. OMOGEN. cassonc. di bordo		
	2.876	m
Soletta coll. OMOGEN. cassonc. Interni		
	3.328	m

In cui S, I e D sono le grandezze riportate nella figura successiva:

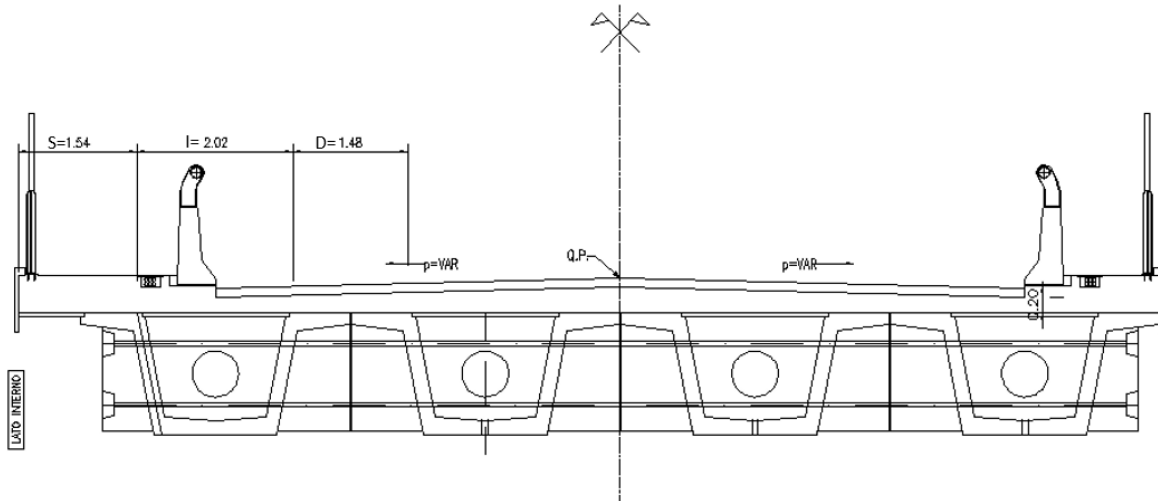


Figura 6: Sezione trasversale impalcato

Per le sezioni omogeneizzate si è tenuto conto del seguente fattore di omogeneizzazione:

	Trave	Traversi	Soletta	n trave	n traversi
R_{ck} (kg/cm ²)	550	550	450	-	-
E (kg/cm ²)	364161	364161	346255	0.951	0.951

Caratteristiche geometriche cassoncino + soletta (omogeneizzata)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE CASSONCINI +SOLETTA (Omogeneizzata)		
TRAVE INTERNA	Sezione su appoggio (TR-INT-APP)	Sezione corrente (TR-INT-CAMP)
B (Larghezza collaborante omogeneizz)	3.3279 m	3.3279 m
H (Altezza di soletta collaborante)	0.200 m	0.200 m
A_0 (area)	2.9322 m ²	1.9907 m ²
Y_{g_0} (Baricentro dal fondo cassoncino)	1.0655 m	1.1832 m
A_{12} (area di taglio in direzione 2)	1.8698 m ²	0.6966 m ²
A_{13} (area di taglio in direzione 3)	1.2256 m ²	0.9856 m ²
K_t (Momento d'inerzia torsionale)	1.0557 m ⁴	1.0133 m ⁴
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	1.0590 m ⁴	0.8265 m ⁴
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	2.1771 m ⁴	1.8307 m ⁴

Tabella 2: Caratteristiche geometriche trave interna

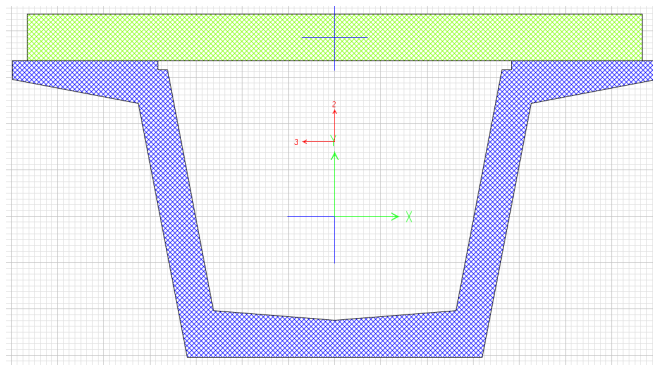


Figura 7: Trave corrente interna

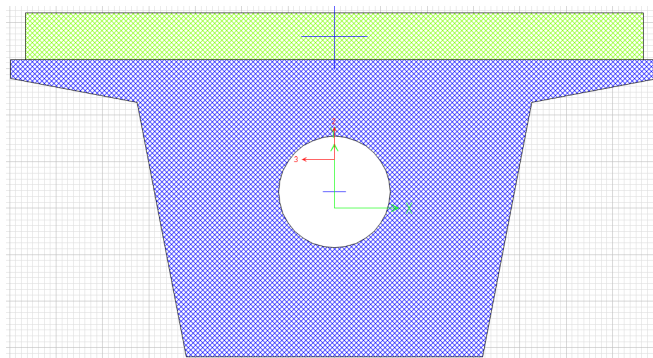


Figura 8: Trave appoggio interna

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE CASSONCINI +SOLETTA (Omogeneizzata)			
TRAVE DI BORDO	Sezione su appoggio (TR-BORDO-APP)		Sezione corrente (TR-BORDO-CAMP)
B (Larghezza collaborante omogeneizz)	2.8763	m	2.8763 m
H (Altezza di soletta collaborante)	0.200	m	0.200 m
A_o (area)	2.8121	m ²	1.8706 m ²
Y_{g_o} (Baricentro dal fondo cassoncino)	1.0374	m	1.1484 m
A_{t_2} (area di taglio in direzione 2)	1.8698	m ²	0.6966 m ²
A_{t_3} (area di taglio in direzione 3)	1.1353	m ²	0.8953 m ²
K_t (Momento d'inerzia torsionale)	1.0557	m ⁴	1.0133 m ⁴
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	1.0040	m ⁴	0.7884 m ⁴
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	2.1771	m ⁴	1.8307 m ⁴

Tabella 3: Caratteristiche geometriche trave di bordo

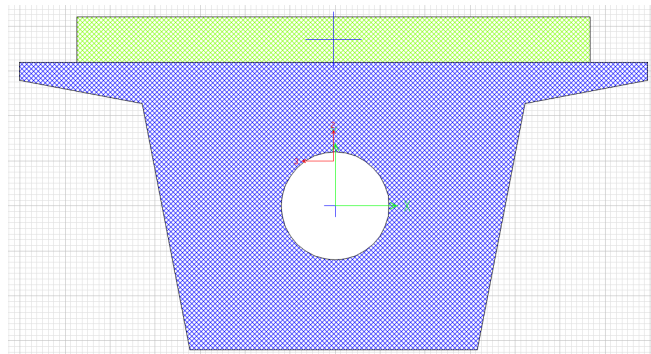


Figura 9: Trave appoggio bordo

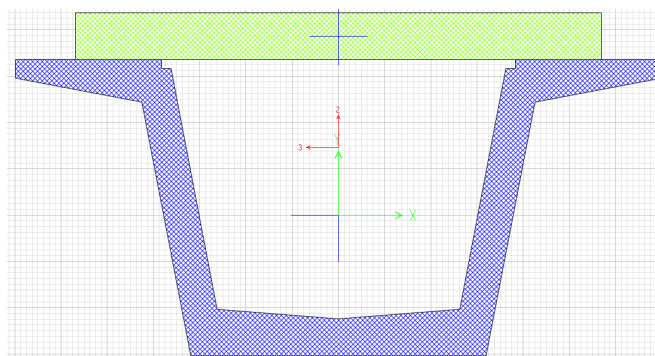


Figura 10: Trave corrente bordo

5.2 Traversi

Traverso di testata (sezione piena)

Si considera una larghezza collaborante di soletta pari a :

$$B = d_{est} + 5 \cdot s + b_{w,transverso}$$

dove: d_{est} sbalzo della soletta dal traverso

s spessore medio della soletta

$b_{w,transverso}$ spessore del traverso

La larghezza collaborante omogeneizzata è pari a:

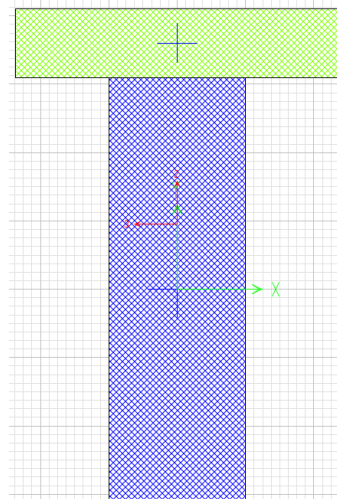
$$B_{omog.} = n B$$

Nella tabella seguente sono riepilogate le grandezze definite.

TRAVERSO DI TESTATA

Sezione PIENA

i	28.20	m
$L_{nervature}$	3.5	m
$b_{est,1}$	0.6875	m
$b_{est,1} < d_{esterno_max}$	0.55	m
$b_{int,1}$	0.6875	m
$b_{est,2}$	0	m
$b_{int,2}$	0	m
d_{est}	0.600	m
d_{est_max}	0.300	m
s	0.2	m
$b_{w,transverso}$	0.500	m
Soletta collab. traverso di testata	1.238	m
Soletta collab. omogeneizz.	1.177	m



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVERSO di TESTATA SEZIONE PIENA TRASV-T-PIENA		
Y _g (Baricentro dal fondo traverso)	0.7748	m
A _{trav} (area)	0.7748	m ²
J ₃ (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.1550	m ⁴
J ₂ (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.0161	m ⁴
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVERSO+SOLETTA		
B (Larghezza collaborante omogeneizz)	1.1767	m
H (Altezza di soletta collaborante)	0.200	m
A _o (area)	1.0692	m ²
Y _{g_o} (Baricentro dal fondo traverso)	1.0226	m
A _{t2} (area di taglio in direzione 2)	0.5250	m ²
A _{t3} (area di taglio in direzione 3)	0.1961	m ²
K _t (Momento d'inerzia torsionale)	0.0677	m ⁴
J ₃ (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.3294	m ⁴
J ₂ (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.0501	m ⁴

Tabella 4: Caratteristiche geometriche traverso di testata (sezione piena)

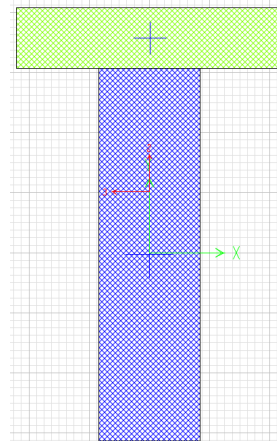
Traverso di campata (sezione piena)

Per i traversi di campata valgono gli stessi criteri esposti in precedenza:

TRAVERSO DI CAMPATA

Sezione PIENA

i _{sx}	7.05	m
i _{dx}	7.05	m
L _{nervature}	3.5	m
b _{sx,1}	0.5875	m
b _{dx,1}	0.5875	m
b _{sx,2}	0.0000	m
b _{dx,2}	0.0000	m
s	0.2	m
b _{w,traverso}	0.300	m
Soletta collab. traverso di campata	1.175	m
Soletta collab. omogeneizz.	1.117	m



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVERSO di CAMPATA		
SEZIONE PIENA		
TRASV-C-PIENA		
Y _g (Baricentro dal fondo traverso)	0.7748	m
A _{trasv} (area)	0.4649	m ²
J ₃ (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.0930	m ⁴
J ₂ (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.0035	m ⁴
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVERSO+SOLETTA		
B (Larghezza collaborante omogeneizz)	1.1172	m
H (Altezza di soletta collaborante)	0.200	m
A _o (area)	0.7443	m ²
Y _{g_o} (Baricentro dal fondo traverso)	1.1127	m
A _{t2} (area di taglio in direzione 2)	0.5250	m ²
A _{t3} (area di taglio in direzione 3)	0.1862	m ²
K _t (Momento d'inerzia torsionale)	0.0169	m ⁴
J ₃ (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.2359	m ⁴
J ₂ (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.0325	m ⁴

Tabella 5: Caratteristiche geometriche traverso di campata (sezione piena)

5.3 Soletta

Per il calcolo degli effetti locali nella soletta dell'impalcato dalle azioni permanenti e variabili è stato utilizzato un modello a trave continua riferito ad una striscia di larghezza pari ad 1.00 m. Gli appoggi della trave continua sono posizionati in corrispondenza della mezzzeria dei "martelli" dei cassoni.

Tutti gli elementi che modellano la soletta hanno sezione trasversale di dimensioni 1.00xS, dove S è lo spessore medio della soletta pari a 0.20 m.

Nelle seguenti figure sono riportate le numerazioni dei nodi e degli elementi del modello.

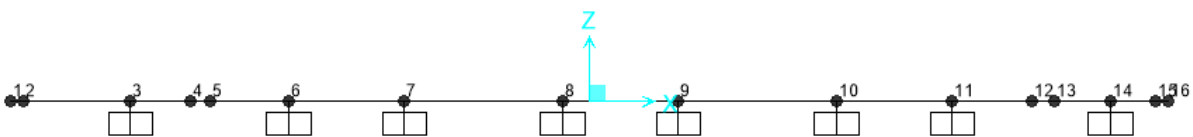


Figura 11: numerazione nodi modello trasversale soletta

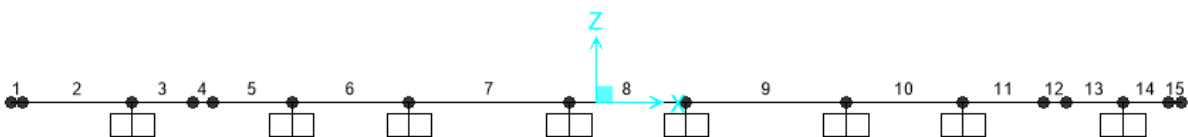


Figura 12: numerazione elementi modello trasversale soletta

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

6.1 Azioni per travi in c.a.p.

6.1.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

6.1.1.1 Cassoncini e traversi

I pesi propri dei cassoncini e dei traversi sono stati calcolati tramite la modellazione degli elementi in Sap2000 utilizzando un modello monodimensionale in semplice appoggio e considerando un peso di 25 kN/m³.

6.1.1.2 Soletta strutturale

Si è attribuito a ciascun cassoncino il peso della soletta comprensiva di predalles come un carico uniformemente distribuito secondo le larghezze di influenza riportate nella tabella seguente. Lo spessore della soletta assunto è quello medio pari a 0.20 m; lo spessore della predalle è pari a 0.05m;

Soletta G1_sol

Sp. Medio	0.3	m	
γ_{cls}	25	kN/mc	
P	7.5	kN/mq	carico distribuito trave sx
n° travi	4	-	
B_infl tr cent	3.5	m	
B_infl tr est	4.3	m	
p lin tr cent	26.25	kN/m	carico lineare su trave centrale tipo
p lin tr est	32.25	kN/m	carico lineare su trave di bordo
ecc tr est	0.4	m	
m lin tr est	12.90	kNm/m	momento dovuto allo sbalzo della soletta

6.1.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Rientrano nei carichi permanenti non strutturali il sovraccarico dovuto ai marciapiedi, e i carichi concentrati delle barriere di sicurezza, veletta e parapetti; si riporta una tabella riassuntiva dei valori dei carichi considerati.

Pavimentazione+impermeabilizzazione

sp_pavim.	0.12	m
sp_imp.	0	m
B_pavim.	10.5	m
n° travi	4	-
$\gamma_{pavim.}$	22	kN/mc
$\gamma_{imp.}$	10	kN/mc
G2,k	2.64	kN/mq

Il carico è stato uniformemente ripartito sulle travi:

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV060A001A	REV. A	FOGLIO 19 di 64
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

	trave 1	trave 2	trave 3	trave 4
B_inf. [m]	1.75	3.5	3.5	1.75
G2 [kN/m]	4.62	9.24	9.24	4.62

Barriera Esterna lato trave SX G2_bar

Tipo	H4b		
ecc.	0.3	m	eccentricità rispetto la trave SX
P	1.5	kN/m	carico distribuito trave sx
m	0.45	kNm/m	momento distribuito trave sx
Tipo	Parapetto		
ecc.	1.6	m	eccentricità rispetto la trave SX
P	1	kN/m	carico distribuito trave sx
m	1.6	kNm/m	momento distribuito trave sx
Tipo	veletta		
ecc.	2.57	m	eccentricità rispetto la trave SX
P	1	kN/m	carico distribuito trave sx
m	2.57	kNm/m	momento distribuito trave sx
P_tot	3.5	kN/m	carico distribuito trave sx
m_tot	4.62	kNm/m	momento distribuito trave sx

Barriera Esterna lato trave DX G2_bar

Tipo	H4b		
ecc.	0.3	m	eccentricità rispetto la trave DX
P	1.5	kN/m	carico distribuito trave dx
m	0.45	kNm/m	momento distribuito trave dx
Tipo	Parapetto		
ecc.	1.6	m	eccentricità rispetto la trave DX
P	1	kN/m	carico distribuito trave dx
m	1.6	kNm/m	momento distribuito trave dx
Tipo	veletta		
ecc.	1.78	m	eccentricità rispetto la trave DX
P	1	kN/m	carico distribuito trave DX
m	1.78	kNm/m	momento distribuito trave DX
P_tot	3.5	kN/m	carico distribuito trave DX
m_tot	3.83	kNm/m	momento distribuito trave DX

6.1.3 Azioni variabili da traffico

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Sono previsti due schemi di carico distinti:

- Schema di Carico 1 - è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti;
- Schema di Carico 5 - è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m²;

Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.

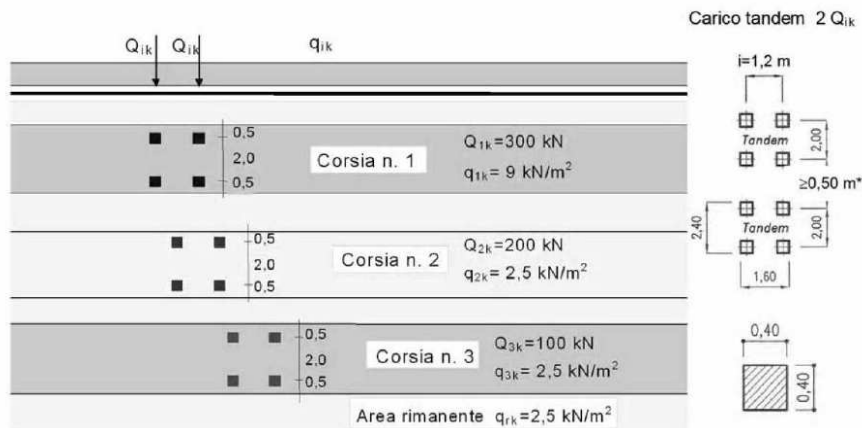


Figura 13: Schemi di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico.

Per la presenza di carico accidentale di folla in corrispondenza dei due marciapiede, è stato considerato un carico uniformemente ripartito pari a 2.5 kN/m². La larghezza del marciapiede considerata è pari a 1.00 m.

6.1.3.1 Ripartizione trasversale dei carichi accidentali

La ripartizione dei carichi tra le travi è stata effettuata nel seguente modo.

Per i carichi Q_{ik} sono state prese in considerazione le travi limitrofe ai carichi concentrati del tandem e la ripartizione del carico è stata valutata proporzionalmente alle distanze:

Considerando due travi generiche i e j limitrofe ad un carico F , dette d_i e d_j le rispettive distanze dal carico, i carichi F_i ed F_j sulle travi sono pari a:

$$F_i = F \times d_j / (d_i + d_j) \qquad F_j = F \times d_i / (d_i + d_j)$$

Per i carichi q_{ik} sono state prese in considerazione le larghezze di influenza di ciascuna trave ed il carico su ciascuna trave è stato ottenuto moltiplicando tali larghezze per il carico di superficie.

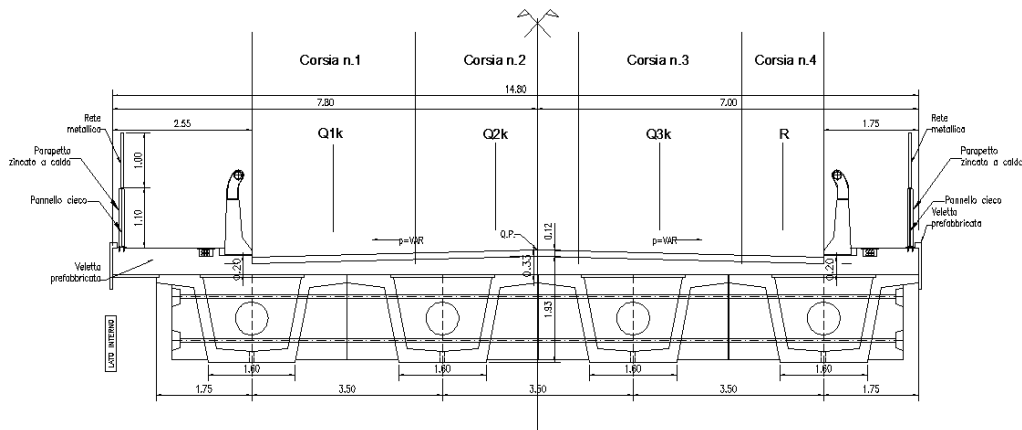


Figura 14. Schema di distribuzione trasversale dei carichi accidentali

Si riporta di seguito il calcolo dei carichi.

Si massimizzano le corsie allineate alla trave di sinistra.

	TR_1 trave 1	TR_2 trave 2	TR_3 trave 3	TR_4 trave 4
Carico q_k ; Q_k Lane1 Distanze	1.5	2		
F 1	0.57	0.43		
Carico q_k ; Q_k Lane2 Distanze		0.98	3.17	
F 1		0.76	0.24	
Carico q_k ; Q_k Lane3 Distanze			0.48	3.02
F 1			0.86	0.14
Carico q_k ; Q_k LaneR Distanze			2.75	0.75
F 1			0.21	0.79
SOMME	0.57	1.19	1.31	0.92

Schema di carico 5

lo schema di carico 5 schematizza gli effetti della folla compatta:



Schema di carico 5

Gli schemi di carico 1 e 5 sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni. In particolare, il carico Q_{ik} è stato disposto secondo quattro configurazioni come riportato nella figura di seguito:

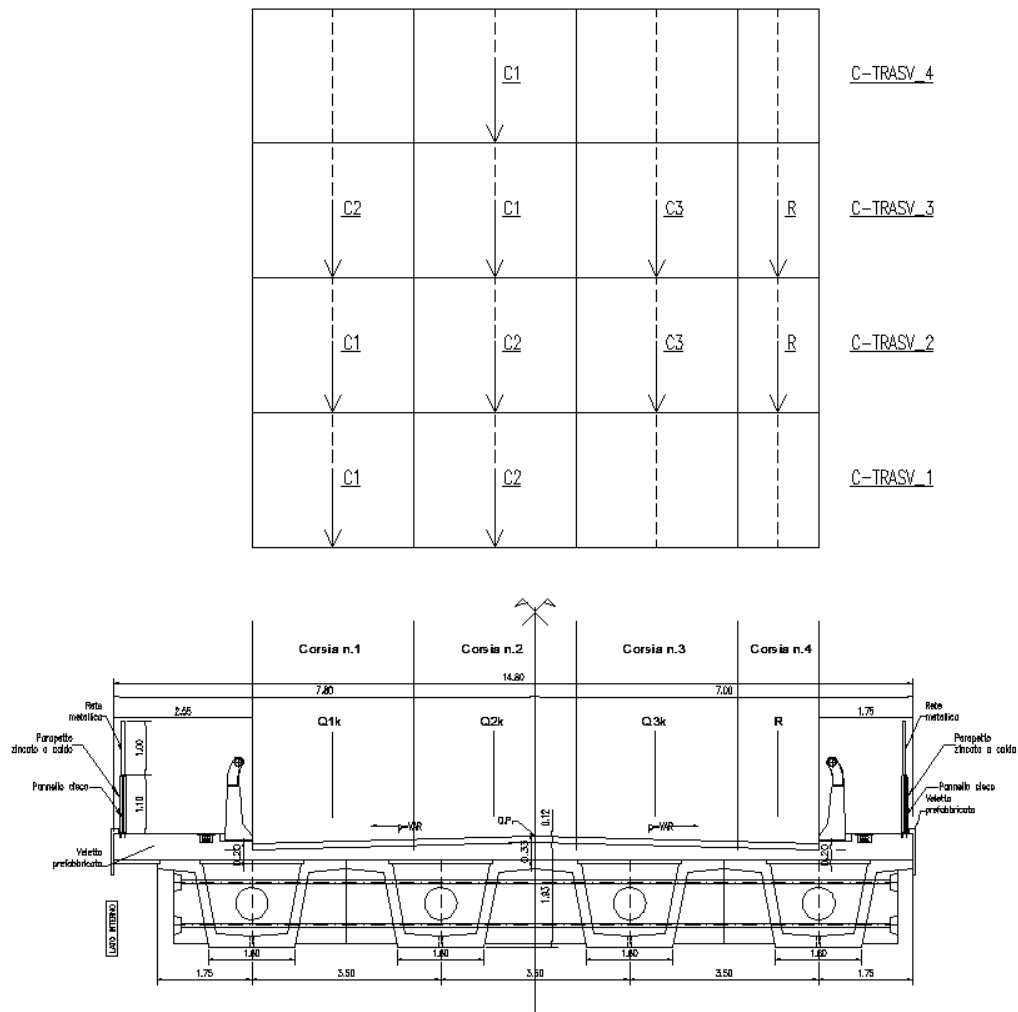


Figura 15: Configurazioni dei carichi variabili da traffico

Dove:

C1 = prima corsia di carico;
C2 = seconda corsia di carico;
C3 = terza corsia di carico;
R = corsia rimanente.

6.1.4 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q_3 .

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_L \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1a categoria, essendo w_L la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza di frenatura, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione; il valore di q_3 risulta pari a 441kN.

Q1k	300	kN			
q1k	9	kN/m ²			
w	3	m			
L	30	m			
n_travi	3	-			
q3	441.0	kN			
ecc.	0.75	m			
m_q3	330.8	kNm			

	Fx	My
	kN/m	kNm/m
Q_FR	4.90	3.68

La frenatura e l'accelerazione sono state distribuite ugualmente sulle singole travi.

6.1.5 Gruppi di azioni

Sono stati definiti due gruppi di azioni in accordo al tabella 5.1.IV dell'NTC18.

Gruppo di azione 1:

- schema di carico 1: al valore caratteristico
- schema di carico 5 al valore di 2.5 kN/mq

Gruppo di azione 2a:

- schema di carico 1: al valore frequente (0.75 per il carico Q_{ik} e 0.4 per il carico q_{ik})
- frenatura: al valore caratteristico.

6.1.6 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento alla NTC18 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

1. definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Definizione della categoria di esposizione

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_i \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Zona	1	-
Vb,0	28	m/s
ao	1000	m
ks	0.54	adim
As	30	m.l.m
ca	1	adim
Vb	28	m/s

Tr	50	anni	Periodo di ritorno di progetto
cr	1.00	adim	coeff. Ritorno
Vr	28.02	m/s	Vel riferimento

Il valore di p risulta pari a:

q_r	490.72	N/m ²
p	2.12	kN/m²

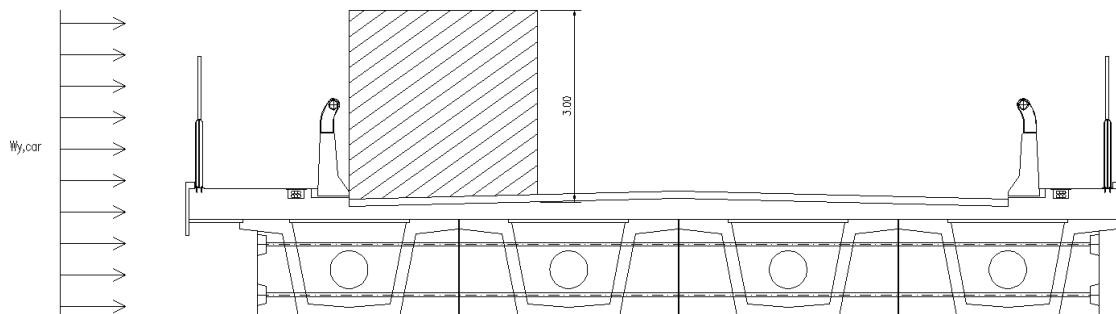


Figura 16: Schema vento a ponte carico

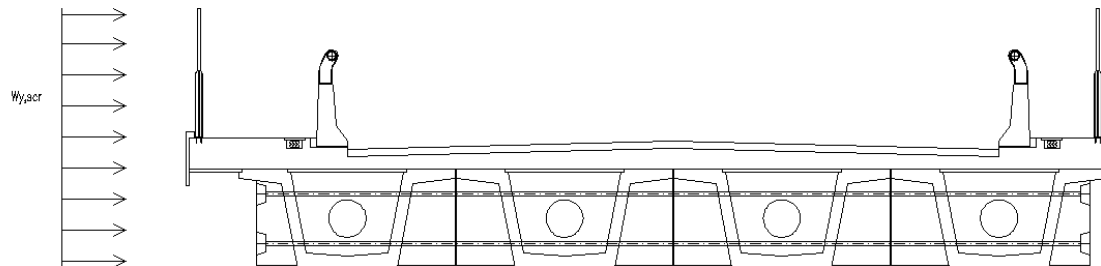


Figura 17. Schema vento a ponte scarico

Le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono riportati nella pagina seguente; nel caso di ponte scarico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza del parapetto per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella del parapetto.

	Fy [kN/m]	Mx [kNm/m]
$W_{y,car}$	10.53	13.75
$W_{y,scr}$	8.63	7.38

Azione del Vento a Ponte Scarico


Htrave+soletta	1.85	m
hpav.	0.12	m
h_veicolo/barriera	2.10	m
hg_sezione	1.18	m
H_impronta vento	4.07	m
H_W	2.035	m
Interasse travi	3.5	m
Interasse travi	4	m
d/h	1.8919	-
coeff. Per travi successive	0	-
ecc_W	0.86	m

Azione del Vento a Ponte Carico

Htrave+soletta	1.85	m
hpav.	0.12	m
h_veicolo/barriera	3.00	m
hg_sezione	1.18	m
H_impronta vento	4.97	m
H_W	2.485	m
Interasse travi	3.5	m
n° travi	4	-
d/h	1.8919	-
coeff. Per travi successive	0	-
ecc_W	1.31	m

	Fy kN/m	Mx kNm/m	
$W_{y,scr}$	8.63	7.38	Prima trave
	0.00	0.00	Travi successive
		0.70	tira e spingi

	Fy kN/m	Mx kNm/m	
$W_{y,car}$	10.53	13.75	Prima trave
	0.00	0.00	Travi successive
		1.31	tira e spingi

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA												
IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1 dal Km 83+400 al 83+530 Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV01</td> <td>00</td> <td>D 09 CL</td> <td>IV060A001A</td> <td>A</td> <td>27 di 64</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	27 di 64
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	27 di 64								

6.2 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC18), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 delle NTC18, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 delle NTC18.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.2.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN 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.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $VN = 75$ anni.

6.2.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui

interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo III** con coefficiente d'uso $C_U=1.5$.

6.2.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA												
IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1 dal Km 83+400 al 83+530 Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IV01</td> <td>00</td> <td>D 09 CL</td> <td>IV060A001A</td> <td>A</td> <td>29 di 64</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	29 di 64
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	29 di 64								

SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%
--	----

Tabella 5 Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno
		T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Tabella 6 Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

6.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.2.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC18.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B**.

6.2.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7 Classificazione topografica superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

6.2.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC18 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$

D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8 Calcolo parametri S_s e C_c

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 9 Valori massimi dei coeff di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,20$ e $C_C = 1,399$

6.2.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 18 Individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_k info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_k info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{vr} = 81\%$
- SLD - $P_{vr} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{vr} = 10\%$
- SLC - $P_{vr} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 19 Scelta della strategia di progettazione

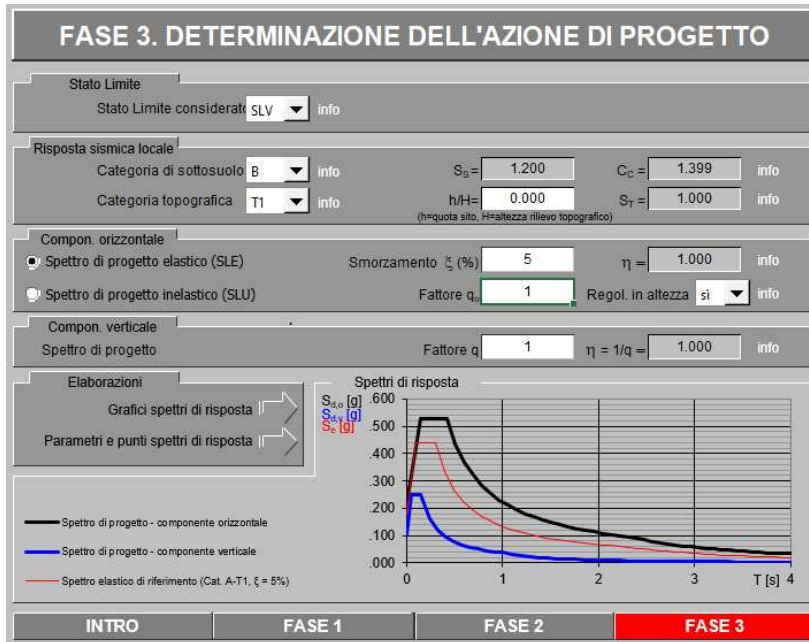


Figura 20 Determinazione dell'azione di progetto

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

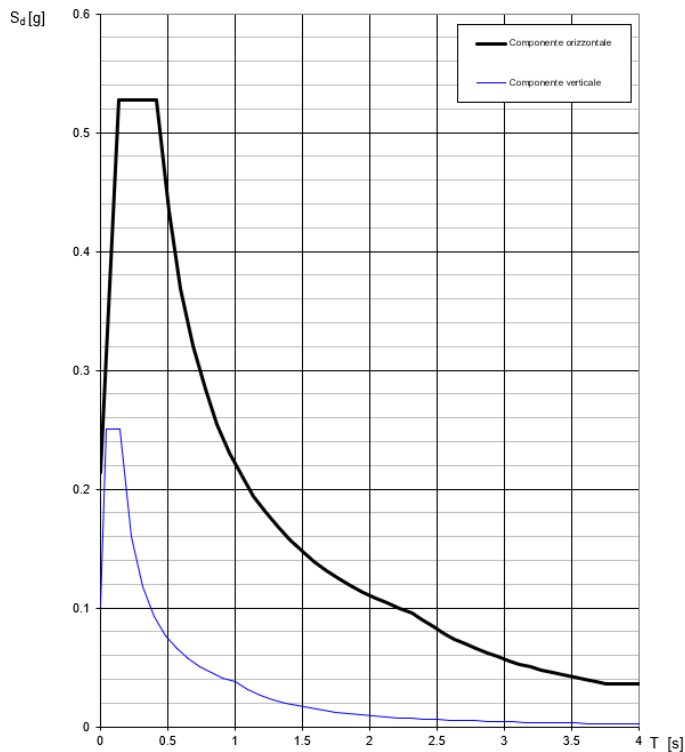


Figura 21 Grafico dello spettro di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.179 g
F_0	2.461
T_C	0.300 s
S_s	1.200
C_C	1.399
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.420 s
T_D	2.314 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.214
T_B	0.140	0.527
T_C	0.420	0.527
	0.510	0.434
	0.601	0.369
	0.691	0.321
	0.781	0.284
	0.871	0.254
	0.961	0.231
	1.052	0.211
	1.142	0.194
	1.232	0.180
	1.322	0.168
	1.412	0.157
	1.503	0.148
	1.593	0.139
	1.683	0.132
	1.773	0.125
	1.863	0.119
	1.954	0.113
	2.044	0.108
	2.134	0.104
	2.224	0.100
T_D	2.314	0.096
	2.395	0.089
	2.475	0.084
	2.555	0.079
	2.635	0.074
	2.716	0.070
	2.796	0.066
	2.876	0.062
	2.956	0.059
	3.037	0.056
	3.117	0.053
	3.197	0.050
	3.278	0.048
	3.358	0.045
	3.438	0.043
	3.518	0.041
	3.599	0.040
	3.679	0.038
	3.759	0.036
	3.839	0.036
	3.920	0.036
	4.000	0.036

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Sulla base delle condizioni di carico elementare illustrate al §6 sono state definite le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC18 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, 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, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche 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 effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica:

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

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

**IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
 dal Km 83+400 al 83+530
 Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV060A001A	REV. A	FOGLIO 36 di 64
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qt}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Sono stati definiti i seguenti gruppi di azione relativi al traffico stradale:

- gruppo di azione 1:

schema di carico 1: carico tandem Q_{ik} e carico distribuito q_{ik} presi con il valore caratteristico

schema di carico 5: carico folla sui marciapiedi preso con il valore di combinazione di 2.5

kN/mq

- gruppo di azione 2a:

schema di carico 1: carico tandem Q_{ik} e carico distribuito q_{ik} presi con il valore frequente

frenatura al valore caratteristico

Di seguito si riportano le combinazioni considerate nel calcolo.

Combinazioni SLU

Nome	Ponte scarico															
	Scarico		Wind dominante						T dominante							
	GR01_SLU_D_01	GR00_SLU_D_02	GR00_SLU_D_03	GR00_SLU_D_04	GR00_SLU_D_05	GR00_SLU_D_06	GR00_SLU_D_07	GR00_SLU_D_08	GR00_SLU_D_09	GR00_SLU_D_10	GR00_SLU_D_11	GR00_SLU_D_12	GR00_SLU_D_13	GR00_SLU_D_14	GR00_SLU_D_15	GR00_SLU_D_16
DEAD	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35
G1tot	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35
G2tot	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35
Wy_scr	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0.9
Wy_car	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
T	0	0	0	0	0.9	0.9	-0.9	-0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	-1.5	-1.5	-1.5	-1.5
R	0	1.2	0	1.2	0	1.2	0	1.2	0	1.2	0	1.2	0	1.2	0	1.2
Q_FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Nome	Vento dominante											
	GR01_SLU_V_01	GR01_SLU_V_02	GR01_SLU_V_03	GR01_SLU_V_04	GR01_SLU_V_05	GR01_SLU_V_06	GR01_SLU_V_07	GR01_SLU_V_08	GR01_SLU_V_09	GR01_SLU_V_10	GR01_SLU_V_11	GR01_SLU_V_12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Wy_scr	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wy_car	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
T	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	1.5	0	0.9
R	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q_FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_F	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_F	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0
C TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35

Nome	Temperatura dominante															
	GR01_SLU_T_13	GR01_SLU_T_14	GR01_SLU_T_15	GR01_SLU_T_16	GR01_SLU_T_17	GR01_SLU_T_18	GR01_SLU_T_19	GR01_SLU_T_20	GR01_SLU_T_21	GR01_SLU_T_22	GR01_SLU_T_23	GR01_SLU_T_24	GR01_SLU_T_25	GR01_SLU_T_26	GR01_SLU_T_27	GR01_SLU_T_28
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Wy_scr	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wy_car	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9
T	1.5	1.5	-1.5	-1.5	1.5	1.5	-1.5	-1.5	1.5	1.5	-1.5	-1.5	1.5	1.5	-1.5	-1.5
R	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q_FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_1_F	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_2_F	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
C TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0
C TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35

**IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IV01 00 D 09 CL IV060A001A A 38 di 64

Traffico Dominante												
Gruppo 1												
Nome	GR01_SLU_Tr_01	GR01_SLU_Tr_02	GR01_SLU_Tr_03	GR01_SLU_Tr_04	GR01_SLU_Tr_05	GR01_SLU_Tr_06	GR01_SLU_Tr_07	GR01_SLU_Tr_08	GR01_SLU_Tr_09	GR01_SLU_Tr_10	GR01_SLU_Tr_11	GR01_SLU_Tr_12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Wy_scr	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wy_car	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9
T	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9
R	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q_FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_1_K	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_K	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
C_TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0
C_TRASV_1_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Traffico Dominante												
Gruppo 2a												
Nome	GR2a_SLU_Tr_01	GR2a_SLU_Tr_02	GR2a_SLU_Tr_03	GR2a_SLU_Tr_04	GR2a_SLU_Tr_05	GR2a_SLU_Tr_06	GR2a_SLU_Tr_07	GR2a_SLU_Tr_08	GR2a_SLU_Tr_09	GR2a_SLU_Tr_10	GR2a_SLU_Tr_11	GR2a_SLU_Tr_12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2tot	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Wy_scr	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wy_car	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9	0	0.9	0.9
T	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9	0	0.9	-0.9
R	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q_FR	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C_TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_1_F	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_F	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	0
C_TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0

Combinazioni SLE FREQUENTE

Ponte scarico						
Nome	Scarico		Wind dominante		T dominante	
	GR00_FREQ_D_01	GR00_FREQ_D_02	GR00_FREQ_D_03	GR00_FREQ_D_04	GR00_FREQ_D_05	GR00_FREQ_D_06
DEAD	1	1	1	1	1	1
G1tot	1	1	1	1	1	1
G2tot	1	1	1	1	1	1
Wy_scr	0	0.2	0.2	0.2	0	0
Wy_car	0	0	0	0	0	0
T	0	0	0.5	-0.5	0.6	-0.6
R	1	1	1	1	1	1
Q_FR	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_1_F	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_F	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0

Traffico Dominante												
Gruppo 2a												
Nome	GR2a_FREQ_Tr_01	GR2a_FREQ_Tr_02	GR2a_FREQ_Tr_03	GR2a_FREQ_Tr_04	GR2a_FREQ_Tr_05	GR2a_FREQ_Tr_06	GR2a_FREQ_Tr_07	GR2a_FREQ_Tr_08	GR2a_FREQ_Tr_09	GR2a_FREQ_Tr_10	GR2a_FREQ_Tr_11	GR2a_FREQ_Tr_12
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1tot	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2tot	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Wy_scr	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wy_car	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
T	0	0.5	-0.5	0	0.5	-0.5	0	0.5	-0.5	0	0.5	-0.5
R	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q_FR	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C_TRASV_1_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_4_K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_1_F	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_2_F	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
C_TRASV_3_F	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
C_TRASV_4_F	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1

**IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	39 di 64

Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE

Nome	Ponte scarico		
	Scarico	T dominante	
	GR00_QPERM_D_01	GR00_QPERM_D_02	GR00_QPERM_D_03
DEAD	1	1	1
G1tot	1	1	1
G2tot	1	1	1
Wy_scr	0	0	0
Wy_car	0	0	0
T	0	0.5	-0.5
R	1	1	1
Q_FR	0	0	0
C_TRASV_1_K	0	0	0
C_TRASV_2_K	0	0	0
C_TRASV_3_K	0	0	0
C_TRASV_4_K	0	0	0
C_TRASV_1_F	0	0	0
C_TRASV_2_F	0	0	0
C_TRASV_3_F	0	0	0
C_TRASV_4_F	0	0	0

Combinazioni SISMICHE

Nome	SISMA		
	SISMA_X_SLV	SISMA_Y_SLV	SISMA_Z_SLV
DEAD	1	1	1
G1tot	1	1	1
G2tot	1	1	1
Spettro X	1	0.3	0.3
Spettro Y	0.3	1	0.3
Spettro Z	0.3	0.3	1

8 VERIFICA DEI TRAVERSI

8.1 Traversi di testata

8.1.1 ARMATURA

8.1.1.1 Armatura di precompressione

Precompressione inferiore: 2 barre $\phi 36$

Precompressione superiore: 2 barre $\phi 36$

Distanza barre inferiori da intradosso traverso: **40.0** cm

Distanza cavo superiore da intradosso traverso: **120.0** cm

8.1.1.2 Armatura ordinaria

5 $\phi 12$ sup. c = 4 cm

5 $\phi 12$ inf. c = 4 cm

8.1.1.3 Armatura lenta soletta

$\phi 18/20$ sup. c = 4.5 cm

$\phi 18/20$ inf. c = 4.0 cm

8.1.1.4 Caratteristiche materiali

8.1.1.4.1 Traverso

CALCESTRUZZO

R_{ck}	550	kg/cm ²	C45/55
R_{ckj}	470	kg/cm ²	R_{ck} raggiunta dal cls al momento del rilascio dei trefoli (che quindi avviene prima di 28 gg di stagionatura)
f_{ck}	450	kg/cm ²	C45/55
f_{ckj}	390	kg/cm ²	$f_{ckj} = 0.83R_{ckj}$
f_{cm}	530	kg/cm ²	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm}	38.0	kg/cm ²	$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$ per cls≤C50/60; $2.12\ln(1+f_{cm}/10)$ cls>C50/60
f_{ctk}	26.57	kg/cm ²	$f_{ctk}(5\%) = 0.7f_{ctm}$
E_{cm}	362 832	kg/cm ²	modulo elastico istantaneo del cls (a to)
$E_{cm,j}$	350 009	kg/cm ²	

ACCIAIO TREFOLI

f_{ptk}	1860	MPa	tensione caratteristica a rottura
$f_{p(1)k}$	1670	MPa	tensione caratteristica che corrisponde ad una deformazione dell'1% sotto carico
E_p	1950000	kg/cm ²	
σ_{sp0}	1350	MPa	tensione di tiro applicata ad un trefolo
$A_{nominale}$	1.39	cm ²	area nominale di 1 trefolo
ϕ	15.2	mm	diametro nominale trefoli
rilass. iniz.	0.0	%	della tensione di tiro (rilassamento iniziale che avviene tra la tesatura dei cavi ed il loro rilascio)
σ_{spi}	1350	MPa	tensione di tiro applicata ad un trefolo

ARMATURA LENTA

f_{yk}	450	MPa
----------	-----	-----

8.1.1.4.2 Soletta

CALCESTRUZZO

R_{ck}	450	kg/cm ²	C35/45
f_{ck}	350	kg/cm ²	C35/45
α	1.00E-05	°C ⁻¹	coeff. di dilatazione termica cls
f_{cm}	430	kg/cm ²	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm}	32.1	kg/cm ²	$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$ per cls≤C50/60; $2.12\ln(1+f_{cm}/10)$ cls>C50/60
f_{ctfk}	26.96	kg/cm ²	$f_{ctfk}(5\%) = 0.7f_{ctm} = 0.7 \cdot (1.2f_{ctm})$
E_{cm}	340 771	kg/cm ²	
coeff. omog	0.939	-	

ARMATURA

f_{yk}	450	MPa	B450
----------	-----	-----	------

8.1.1.5 Limiti tensionali

LIMITI TENSIONALI

		Tiro	
TREFOLI	f_{ptk}	1860	MPa
	σ_a , traz adm	1395	MPa
Clis Traverso	σ_a , traz adm	3.80	MPa
	σ_o oompr, adm	27	MPa
Clis Soletta	σ_a , traz adm	-	MPa
	σ_o oompr, adm	-	MPa
Armatura lenta		360	MPa

8.1.2 CARATTERISTICHE SEZIONE DI VERIFICA

Si riportano in seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni di verifica dei traversi:

Sezione traverso:

n	=	5.7878	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clis)
A	=	0.7519	m ²	(area omogeneizzata della sezione)
y_G	=	0.7501	m	(baricentro della sez. omog. da intradosso traverso)
J_3	=	0.1409	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
J_2	=	0.0156	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
W_{inf}	=	0.1879	m ³	(momento di resistenza fibra traverso inferiore)
W_{sup}	=	0.1880	m ³	(momento di resistenza fibra traverso superiore)

Sezione traverso con soletta collaborante:

$n =$	5.7878 -	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clS)
$A =$	1.0926 m ²	(area omogeneizzata della sezione)
$y_G =$	1.0150 m	(baricentro della sez. omog. da intradosso traverso)
$J_3 =$	0.3113 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
$J_2 =$	0.0946 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
$W_{inf} =$	0.3067 m ³	(momento di resistenza fibra inferiore del traverso)
$W_{sup} =$	0.6419 m ³	(momento di resistenza fibra superiore del traverso)
$W_{sup,soletta} =$	0.4545 m ³	(momento di resistenza fibra superiore della soletta)

8.1.3 VERIFICA AL TIRO

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche eseguite sui traversi all'atto del tiro: le verifiche risultano soddisfatte.

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari			$y_{trefolo}$	σ	
$y_{trefolo}$	prec.iniz.	perdite 1° fase	40.00	-648.2	verif
40.00	-648.15	129.63	120.00	-647.7	verif
120.00	-647.72	129.54			

ARMATURA LENTA del TRAVERSO			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari			$y_{verifica}$	σ	
$y_{verifica}$	prec.iniz.	perdite 1° fase	$y_{inf.arm}$	1.7	verif
$y_{inf.arm}$	1.66	-0.33	$y_{sup.arm}$	2.4	verif
$y_{sup.arm}$	2.42	-0.48			

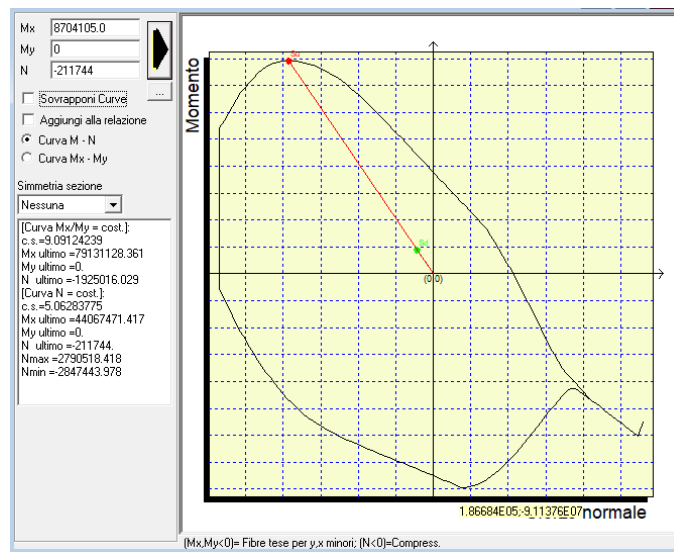
CLS TRAVERSO E SOLETTA			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari			$y_{verifica}$	σ	
$y_{verifica}$	prec.iniz.	perdite 1° fase	$y_{inf.soletta}$	-	-
$y_{inf.soletta}$	-	-0.08	$y_{sup.soletta}$	-	-
$y_{sup.soletta}$	-	0.00	$y_{inf.trave}$	0.3	verif
$y_{inf.trave}$	0.28	-0.06	$y_{sup.trave}$	0.4	verif
$y_{sup.trave}$	0.42	-0.08			
y_G trefoli inf	0.32				
y_G trefoli sup	0.39				

8.1.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

8.1.4.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano le sollecitazioni elementari ed i rispettivi coefficienti di combinazione con cui sono state eseguite le verifiche ad SLU; per la precompressione si è assunta una perdita complessiva del tiro pari al 20%.

	N [kN]	M [kNm]	coefficienti	N [kN]	M [kNm]
Peso trasverso	0	-95.95	1.35	0	-129.53
Permanenti	0	-200	1.5	0	-300.00
Accidentali	0	-405	1.35	0	-546.75
Precompressione (-20%PERDITE)	2117.44	105.87	1	2117.44	105.87
Totale				2117.44	-870.41



Il coefficiente di sicurezza è superiore pertanto la verifica risulta soddisfatta.

8.1.4.2 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche a taglio nella sezione maggiormente sollecitata; per tale verifica si fa riferimento a quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 delle NTC18 relativamente agli elementi in calcestruzzo armato precompresso (Formula [4.1.24]):

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV060A001A	REV. A	FOGLIO 44 di 64
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

	T[kN]	coefficienti	T[kN]
pp traverso	-70.00	1.35	-94.50
p soletta	-10.00	1.35	-13.50
perm portati	-20.00	1.50	-30.00
Accidentale	200.00	1.35	270.00
Vento	-10.00	1.00	-10.00
totale			122.00

	f _{ck}	b _w	h	c	ϕ _{long} /2	d	f _{ctd}	N	σ	V _{Rd}	V _{Ed}	C.S.
	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[N]	[Mpa]	[N]	[N]	[-]
Combo												
SLU	45.00	500	1500	40	6	1454	3.80	0	0.000	1931503	122000	15.83

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore all'unità dunque la verifica risulta soddisfatta.

8.2 Traversi di campata

8.2.1 ARMATURA

8.2.1.1 Armatura di precompressione

Precompressione inferiore: 1 barra $\phi 36$

Precompressione superiore: 1 barra $\phi 36$

Distanza barre inferiori da intradosso traverso: **40.0** cm

Distanza cavo superiore da intradosso traverso: **120.0** cm

8.2.1.2 Armatura ordinaria

5 $\phi 12$ sup. c = 4 cm

5 $\phi 12$ inf. c = 4 cm

8.2.1.3 Armatura lenta soletta

$\phi 18/20$ sup. c = 4.5 cm

$\phi 18/20$ inf. c = 4.0 cm

8.2.1.4 Caratteristiche materiali

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda al 8.1.1.4

8.2.1.5 Limiti tensionali

Per i limiti tensionali si rimanda al §8.1.1.5

8.2.2 CARATTERISTICHE SEZIONE DI VERIFICA

Si riportano in seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni di verifica dei traversi:

Sezione traverso:

n =	5.7878 -	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
A =	0.6010 m ²	(area omogeneizzata della sezione)
yG =	0.7501 m	(baricentro della sez. omog. da intradosso traverso)
J3 =	0.1127 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
J2 =	0.0080 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
Winf =	0.1502 m ³	(momento di resistenza fibra traverso inferiore)
Wsup =	0.1502 m ³	(momento di resistenza fibra traverso superiore)

Sezione traverso con soletta collaborante:

n =	5.7878 -	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
A =	0.9134 m ²	(area omogeneizzata della sezione)
yG =	1.0407 m	(baricentro della sez. omog. da intradosso traverso)
J3 =	0.2621 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
J2 =	0.0696 m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
Winf =	0.2519 m ³	(momento di resistenza fibra inferiore del traverso)
Wsup =	0.5707 m ³	(momento di resistenza fibra superiore del traverso)
Wsup,soletta =	0.3976 m ³	(momento di resistenza fibra superiore della soletta)

8.2.3 VERIFICA AL TIRO

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche eseguite sui traversi all'atto del tiro: le verifiche risultano soddisfatte.

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
 dal Km 83+400 al 83+530
 Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	46 di 64

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari					
y_{trefolo}	prec.iniz.	perdite 1° fase	y_{trefolo}	σ	
40.00	-648.84	129.77	40.00	-648.8	verif
120.00	-648.57	129.71	120.00	-648.6	verif

ARMATURA LENTA del TRAVERSO			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari					
y_{verifica}	prec.iniz.	perdite 1° fase	y_{verifica}	σ	
$y_{\text{inf.arm}}$	1.04	-0.21	$y_{\text{inf.arm}}$	1.0	verif
$y_{\text{sup.arm}}$	1.51	-0.30	$y_{\text{sup.arm}}$	1.5	verif

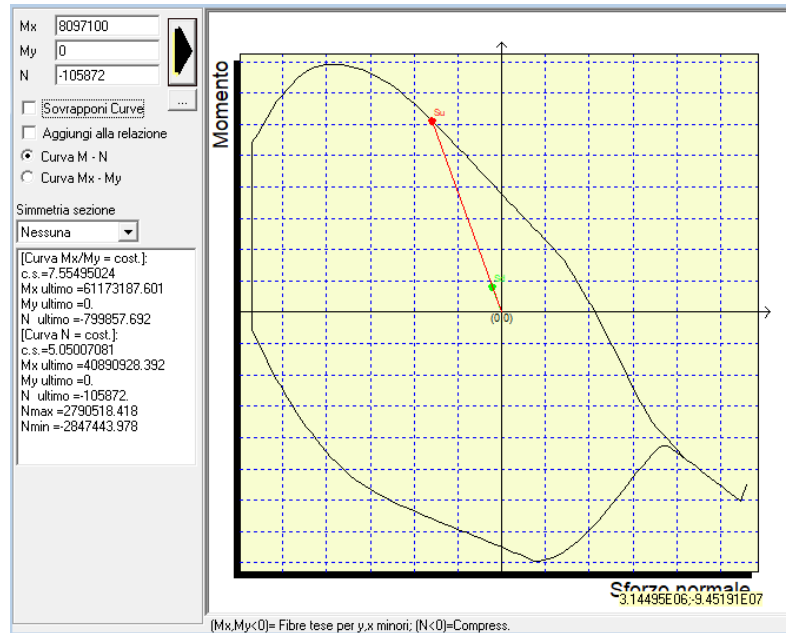
CLS TRAVERSO E SOLETTA			VERIFICA AL TIRO		
Tensioni elementari					
y_{verifica}	prec.iniz.	perdite 1° fase	y_{verifica}	σ	
$y_{\text{inf.soletta}}$	-	-0.05	$y_{\text{inf.soletta}}$	-	-
$y_{\text{sup.soletta}}$	-	0.00	$y_{\text{sup.soletta}}$	-	-
$y_{\text{inf.trave}}$	0.18	-0.04	$y_{\text{inf.trave}}$	0.2	verif
$y_{\text{sup.trave}}$	0.26	-0.05	$y_{\text{sup.trave}}$	0.3	verif
y_G trefoli inf	0.20				
y_G trefoli sup	0.25				

8.2.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

8.2.4.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano le sollecitazioni elementari ed i rispettivi coefficienti di combinazione con cui sono state eseguite le verifiche ad SLU; per la precompressione si è assunta una perdita complessiva del tiro pari al 20%.

	N [kN]	M [kNm]	coefficienti	N [kN]	M [kNm]
Peso trasverso	0	-60	1.35	0	-81.00
Permanenti	0	-180	1.5	0	-270.00
Accidentali	0	-379	1.35	0	-511.65
Precompressione (-20%PERDITE)	1058.72	52.94	1	1058.72	52.94
Totale				1058.72	-809.71



Il coefficiente di sicurezza è superiore pertanto la verifica risulta soddisfatta.

8.2.4.2 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche a taglio nella sezione maggiormente sollecitata; per tale verifica si fa riferimento a quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 delle NTC18 relativamente agli elementi in calcestruzzo armato precompresso (Formula [4.1.24]):

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd} + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

	T[kN]	coefficienti	T[kN]
pp traverso	23.00	1.35	31.05
p soletta	24.00	1.35	32.40
perm portati	17.00	1.50	25.50
Accidentale	-231.00	1.35	-311.85
Vento	7.50	1.00	7.50
totale			-215.4

	f _{ck}	b _w	h	c	Φ _{long/2}	d	f _{ctd}	N	σ	V _{Rd}	V _{Ed}	C.S.
	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[N]	[Mpa]	[N]	[N]	[-]
Combo	45.00	400	1500	40	6	1454	3.80	0	0.000	1545202	-215400	7.17

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore all'unità dunque la verifica risulta soddisfatta.

9 VERIFICHE DELLA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

9.1 Azioni per modello trasversale soletta

Si analizza una larghezza di soletta pari ad 1m in accordo con quanto riportato nel §4.3.

9.1.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi strutturali. Il carico viene automaticamente considerato nel modello di calcolo sulla base delle caratteristiche geometriche delle sezioni attribuite agli elementi del modello e delle caratteristiche di peso specifico del materiale attribuito alla sezione.

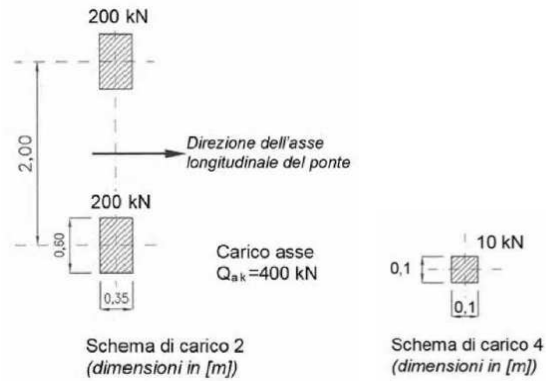
9.1.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

I carichi dovuti al peso della pavimentazione e della porzione di marciapiede realizzata in seconda fase sono stati assegnati come carichi distribuiti considerando per il marciapiede il peso di 25kN/m³ ed un'altezza complessiva di 0.15m mentre per la pavimentazione un peso per unità di volume di 22 kN/m³ con uno spessore di 0.12m.

	P [kN/m]
marciapiede dx	9.75
marciapiede sx	6.41
barriera	1.50
parapetto	1.00
veletta	1.00
pavimentazione	2.20

9.1.3 Carichi accidentali (q1)

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi definiti per l'impalcato, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2 , disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale. Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3^a Categoria si considera il carico associato allo Schema 4. Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.



9.1.3.1 Diffusione delle impronte di carico

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante:

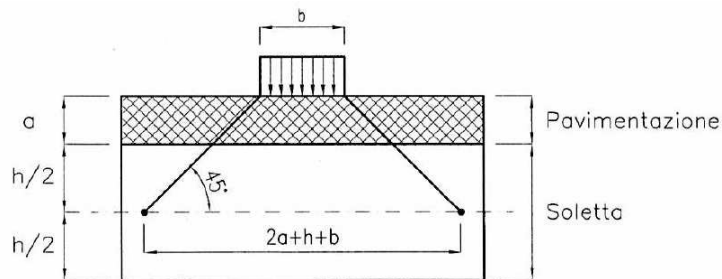
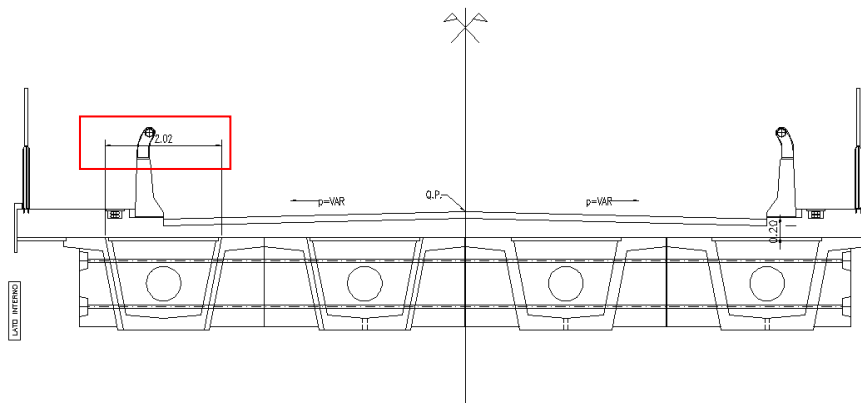


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

9.2 Verifica tratto di soletta tra le travi

La prima verifica eseguita riguarda il tratto di soletta compresa tra le travi per cui viene considerato lo schema di carico 2; assumendo uno schema statico di doppio incastro, i vincoli risultano disposti ad una distanza di 2.02m come mostrato in seguito:



Schema di carico 2

$Q_{ak} =$	200	kN	nero	0.12	m
Impronte:	0.35	m lon	soletta	0.2	m
	0.6	m trasv	predalla	0.05	m
$B_{travv} =$	1.04	m	Luce soletta	2.02	m
$B_{long} =$	0.79	m	Luce soletta x T	1	
			Fattore di vincolo	12	incastro

$$p_{Qak} = 243.43 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi

- peso nero	2.64	kN/m ²
- peso soletta	5	kN/m ²
- peso predalla	1.25	kN/m ²
	<u>8.89</u>	kN/m ²

Coefficienti di combinazione:

SLU	SLE_R	SLE_F	SLE_QP	
1.35	1	0.75	0	Coeff. Azioni Variabili
1.35	1	1	1	Coeff. G1

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	51 di 64

1.5	1	1	1
-----	---	---	---

Coeff. G2 (per la sola predalle allo SLU è stato assunto pari a 1.35)

$B_{coll.} = 1.04 \text{ m}$

$M_{Slu} = 60.00 \text{ kNm}$

$T_{Slu} = 115.00 \text{ kN}$

$M_{Sle_R} = 30.50 \text{ kNm}$

$M_{Sle_F} = 23.16 \text{ kNm}$

$M_{Sle_QP} = 1.60 \text{ kNm}$

Si è assunto un modello di trave doppiamente incastrata:

$$M = 1/12 p L^2$$

$$T = 1/2 p L$$

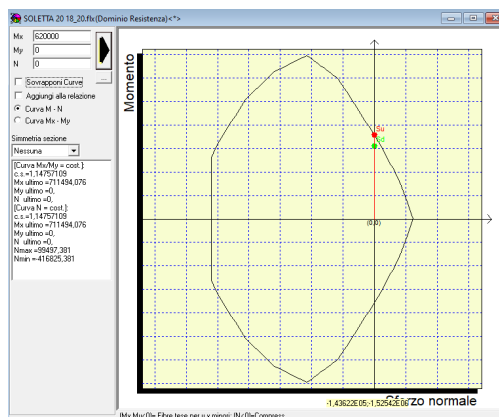
9.2.1 Verifiche SLU

Si dispone un armatura di $\phi 18/20$ superiormente ed inferiormente

9.2.1.1 Verifica a flessione

	Mlong (kNm)	cs
M_Slu	60.00	1.14

Verificato



Il coefficiente di sicurezza è superiore all'unità e la verifica risulta soddisfatta.

9.2.1.2 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO

$V_{Ed} = T_{SLU}$	115.00	kN
	115000	N
R_{ck}	45	MPa
f_{ck}	37.35	MPa
H sezione	200	mm
c netto	40	mm
\varnothing staffa	18	mm
\varnothing arm tesa	18	mm
d	160.00	mm
k	2.118	
Asl	1272.3	
b_w	1000	mm
ρ_l	0.007952156	
N_{Ed}	0	kN
Ac	200000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	23.684	MPa
γ_c	1.5	
$C_{Rd,c}$	0.12	
V_{min}	0.66	0.5
$V_{Rd,c}$	125938.74	N
$V_{Rd,c min}$	105495.20	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	125938.74	N
Verifica	OK	

9.2.2 Verifiche SLE

9.2.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1.2 = - 2.79 \text{ Mpa}$$

	$\sigma_t \text{ max}$	σ_{cls-}		Verifica
Comb frequente	-2.79	-3.27	N/mm ²	Verificare ampiezza fessure
Comb quasi perm		-1.45	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Nel caso in esame si supera lo stato limite di formazione delle fessure e quindi occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure: per la combinazione di carico frequente, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_k dovrà risultare inferiore a $w_l = 0.2\text{mm}$, in accordo con il 4.1.2.2.4 del MdP.

	and_Z=0	U. d.m.
c	58	mm
s	200	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	18	mm
A _s	1272.3	mm ²
h _{eff}	229	mm
A _{eff}	229000	mm ²
ρ	0.00556	-
s _{rm}	318.0	mm
σ _t	27.93	kg/cm ²
σ _s	1515.0	kg/cm ²
σ _{sr}	1552.9	kg/cm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.47	-
E	2100000	kg/cm ²
ε _{sr}	0.0003424	-
w _m	0.1089	mm
w _k	0.1851	mm
w limite	0.2	mm
Verifica	OK	

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,\max} = 0,60 \cdot f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,\max} = 0,45 \cdot f_{ck} = 16.80 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

	σc max	σc Mmax		Verifica
Comb rara	22.41	10	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	16.8075	0.53	N/mm ²	Verifica soddisfatta

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	54 di 64

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

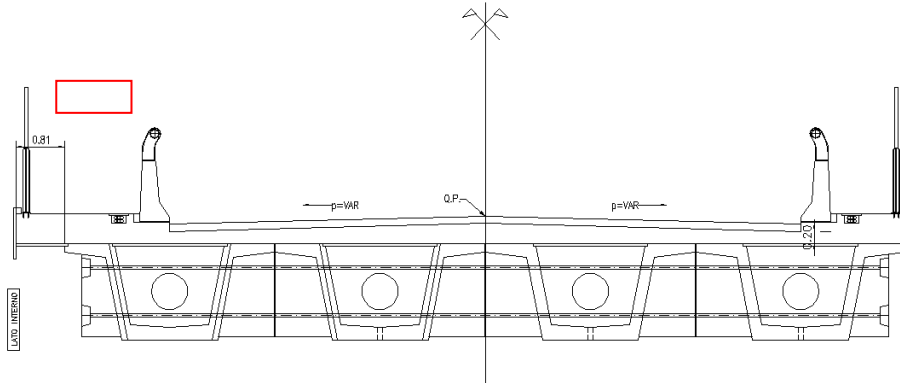
$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 \cdot f_{yk} = 360.0 \text{ Mpa}$$

	$\sigma_s \text{ max}$	σ_s		Verifica
Comb rara	-360.000	-199.51	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

9.3 Verifica tratto di soletta sbalzo

La prima verifica in questo caso riguarda il tratto di soletta a sbalzo per cui viene considerato lo schema di carico 4.



Schema di carico 4

$Q_{ak} =$	10	kN	nero	0	m
Impronte:	0.1	m lon	soletta	0	m
	0.1	m trasv	predalla	0	m
$B_{trav} =$	0.54	m	Luce soletta	0.8	m
$B_{long} =$	0.54	m	Luce soletta x T	1	
		Dimensioni area diffusa	Fattore di vincolo	12	incastro

$$p_{Qak} = 34.29 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi

- peso nero	0	kN/m ²	
- peso soletta	12.5	kN/m ²	
- peso predalla	1.25	kN/m ²	
	<u>13.75</u>	kN/m ²	
- veletta	1	kN/m	0.05= Area della veletta
- parapetto	1	kN/m	
- sicurvia	1.5	kN/m	
	<u>3.5</u>	kN/m	

Coefficienti di combinazione:

SLU	SLE_R	SLE_F	SLE_QP	Coeff. Azioni Variabili
1.35	1	0.75	0	

IV06 - Cavalcaferrovia strada provinciale n.3 cat.C1
dal Km 83+400 al 83+530
Relazione di calcolo impalcato, appoggi e giunti

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV060A001A	A	56 di 64

1.35	1	1	1
1.5	1	1	1

Coeff. G1

Coeff. G2 (per la sola predalle allo SLU è stato assunto pari a 1.35)

$B_{coll.} = 0.54 \text{ m}$ Larghezza collaborante carichi variabili

$M_{Slu} = 18.00 \text{ kNm}$
 $T_{Slu} = 20.00 \text{ kN}$
 $M_{Sle_R} = 20.00 \text{ kNm}$
 $M_{Sle_F} = 19.00 \text{ kNm}$
 $M_{Sle_QP} = 18.00 \text{ kNm}$

Si è assunto un modello di trave a mensola:

$M = 1/2 p L^2/2$ (per i carichi distribuiti)

$M = P L$ (per i carichi concentrati)

$T = p L$ (per i carichi distribuiti)

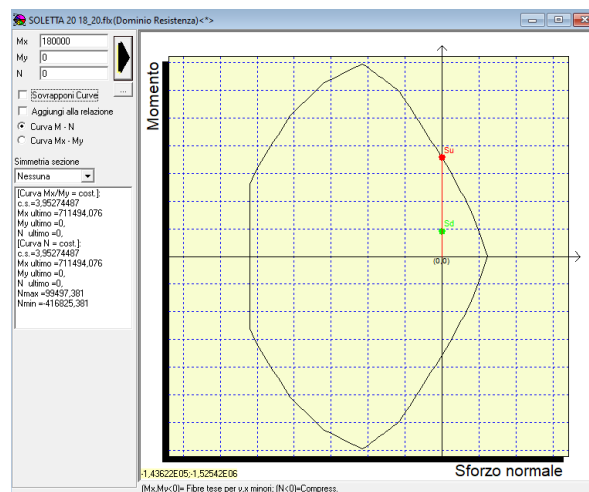
$T = P$ (per i carichi concentrati)

9.3.1 Verifiche SLU

Si dispone un armatura di $\phi 18/20$ superiormente ed inferiormente

9.3.1.1 Verifica a flessione

	Mlong (kNm)	cs
M_Slu	18.00	3.95 Verificato



9.3.1.2 Verifica a taglio

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018
SENZA ARMATURE A TAGLIO**

$V_{Ed} = T_{SLU}$	20.00	kN
	20000	N
R_{ck}	45	MPa
f_{ck}	37.35	MPa
H sezione	200	mm
c netto	40	mm
\varnothing staffa	18	mm
\varnothing arm tesa	18	mm
d	160.00	mm
k	2.118	
b_w	1000	mm
A_{sl}	1272.3	mm ²
ρ_l	0.007952156	
N_{Ed}	0	kN
Ac	200000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	23.684	MPa
γ_c	1.5	
$C_{Rd,c}$	0.12	
V_{min}	0.66	
$V_{Rd,c}$	125938.74	N
$V_{Rd,c min}$	105495.20	N
$V_{Rd,c effettivo}$	125938.74	
Verifica	OK	

9.3.2 Verifiche SLE

9.3.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1.2 = - 2.79 \text{ Mpa}$$

	$\sigma_{t max}$	$\sigma_{t s-}$		Verifica
Comb frequente	-2.79	-2.68	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm		-0.26	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

9.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 \cdot f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 \cdot f_{ck} = 16.80 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

	$\sigma_c \text{ max}$	$\sigma_c \text{ Mmax}$		Verifica
Comb rara	22.41	6.58	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	16.8075	5.92	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 \cdot f_{yk} = 360.0 \text{ Mpa}$$

	$\sigma_s \text{ max}$	σ_s		Verifica
Comb rara	-360.000	-130.83	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

10 STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO

La deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto alla combinazione rara, come previsto al 2.6.2.2.3 del MdP, deve rispettare il seguente limite:

$$f \leq L/700 = 30.0\text{m} \times 1000 / 700 = 42.86\text{mm}$$

Dove:

L = luce di calcolo

f = massima freccia verticale

Dal modello la massima deformazione verticale risulta pari a:

$f_{\text{max}} = 27\text{mm}$.

La verifica risulta soddisfatta.

11 SCARICHI SUGLI APPOGGI

La disposizione degli apparecchi di appoggio di ciascun impalcato è definita in figura:



Figura 22: Schema appoggi

I valori delle reazioni vincolari per ognuna delle tipologie di appoggio derivano dal modello a graticcio con il quale è stato discretizzato l'impalcato.

In fase statica sono state considerate le combinazioni ad SLU precedentemente riportate ed in base alle quali sono stati ricavati:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi delle reazioni orizzontali (ove presenti) nelle due direzioni.

In fase sismica sono state considerate n.3 combinazioni SLV nelle direzioni X,Y,Z in base alle quali sono stati ricavati:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi delle reazioni orizzontali (ove presenti) nelle due direzioni.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa degli scarichi sugli appoggi:

	SLU							
	M	F	F	M	M	UL	UL	M
N [kN]	2781.76	2726.89	2479.83	2044.33	2781.75	2726.90	2479.70	2044.33
HT [kN]	0.00	12259.94	12283.39	0.00	0.00	12259.26	12282.67	0.00
HL [kN]	0.00	-296.55	-290.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	SLV							
	M	F	F	M	M	UL	UL	M
N [kN]	1474.72	1127.72	1204.03	1320.57	1474.72	1127.71	1204.02	1320.57
HT [kN]	0.00	728.48	727.64	0.00	0.00	683.44	682.57	0.00
HL [kN]	0.00	1311.48	1281.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

12 SPOSTAMENTO GIUNTI

In accordo con quanto prescritto dalle NTC18 §3.2.4.2 e §7.3.3.3 e nel rispetto delle prescrizioni del §2.5.2.1.5.1 del MdP, è stata calcolata l'escursione dei giunti e degli apparecchi d'appoggio tenendo conto dei tre contributi riportati nel seguito:

$$E_L = K_1(E_1 + E_2 + E_3) = K_1(2D_t + 4d_{Ed}K_2 + 2d_{eg})$$

Dove

E_1 è lo spostamento dovuto alla variazione termica uniforme, E_2 è lo spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica; E_3 è lo spostamento dovuto all'azione sismica tra le fondazioni di strutture non collegate. $K_1=0.45$ è un coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo, $K_2=0.55$ è un coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti e d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica idi progetto calcolato in accordo con §7.3.3.3 della NTC18.

Si prescrive inoltre che per garantire un valore minimo di escursione il valore di E_L dovrà essere assunto non minore di:

$$E_L \geq 3.30 \frac{L}{1000} + 0.10 \text{ e } E_L \geq 0.15m \quad \text{per } a_g(SLV) \geq 0.25g$$

$$E_L \geq 2.30 \frac{L}{1000} + 0.073 \text{ e } E_L \geq 0.10m \quad \text{per } a_g(SLV) < 0.25g$$

Nel caso in esame si ha un valore di E_L pari a 66mm che risulta inferiore rispetto al minimo (142mm per $a_g(SLV) < 0.25g$); per tale ragione il calcolo viene eseguito considerando il minimo valore accettabile di E_L .

12.1 Corsa degli apparecchi d'appoggio

In accordo con il 2.5.2.1.5.2. del MdP, la corsa degli apparecchi d'appoggio deve essere non inferiore a $\pm(E_L/2 + E_L/8)$ con un minimo di $\pm(E_L/2 + 15\text{mm})$.

CORSA APPARECCHIO D'APPOGGIO				MdP 2.5.2.1.5.2
	SLU	SLV		
±	88.8	88.8	mm	

12.2 Escursione dei giunti

Il giunto tra le testate di due travi adiacenti deve consentire un'escursione totale pari a $\pm(E_L/2 + 10\text{mm})$.

ESCURSIONE DEI GIUNTI				MdP 2.5.2.1.5.3
	SLU	SLV		
±	81.0	81.0	mm	

12.3 Ampiezza dei varchi

Il varco tra le testate degli impalcai adiacenti deve non essere inferiore a $V \geq \frac{E_L}{2} + V_0$ dove V_0 è pari a 20mm.

AMPIEZZA DEI VARCHI			
	SLU	SLV	
	91.0	91.0	mm

MdP 2.5.2.1.5.4