

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI – CAVALCAFERROVIA

Nuovo Cavalcaferrovia SP40 Km. 12+350

Relazione di calcolo impalcato e appoggi

SCALA:

-

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

N M 0 Z 2 0 D 2 6 C L I V 0 1 0 7 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	Novembre 2018	F. Coppini/A. Maran	Novembre 2018	S. Borelli	Novembre 2018	F. Coppini/A. Maran	Novembre 2018

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Saccaggi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25172 Sez. A

File: NM0Z20D26CLIV0107002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	8
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
3.2	ACCIAIO	9
	3.2.1 Acciaio per cemento armato	9
	3.2.2 Acciaio trefoli di precompressione	10
4	FASI COSTRUTTIVE	11
5	MODELLO DI CALCOLO A GRATICCIO	12
5.1	CARATTERISTICHE DELLE TRAVI	14
	5.1.1 Caratteristiche senza soletta collaborante	14
	5.1.2 Caratteristiche con soletta collaborante	15
5.2	CARATTERISTICHE DEI TRASVERSI	19
	5.2.1 Trasversi di testata	19
	5.2.2 Trasversi di campata	20
6	AZIONI MODELLO A GRATICCIO	21
6.1	PESI PROPRI (G1)	21
6.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	21
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q)	22
	6.3.1 Schema di Carico 1	22
	6.3.2 Schema di Carico 5	25
	6.3.3 Disposizioni di carico adottati	26
6.4	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q ₃)	26
6.5	GRUPPI DI AZIONI	27

6.6	AZIONE DEL VENTO	27
6.7	AZIONE SISMICA	32
6.7.1	<i>Vita nominale</i>	32
6.7.2	<i>Classe d'uso</i>	32
6.7.3	<i>Periodo di riferimento</i>	33
6.7.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	33
6.7.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	34
6.7.5.1	<i>Categorie di Sottosuolo</i>	34
6.7.5.2	<i>Condizioni topografiche</i>	35
6.7.5.3	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i>	35
6.7.6	<i>Parametri sismici di calcolo</i>	36
7	COMBINAZIONI DI CARICO	41
8	VERIFICA DEI TRASVERSI	42
8.1	ARMATURA	42
8.1.1	<i>Armatura di precompressione</i>	42
8.1.2	<i>Armatura ordinaria</i>	43
8.1.3	<i>Armatura lenta della soletta</i>	43
8.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	43
8.3	LIMITI TENSIONALI	44
8.4	SEZIONI DI VERIFICA	45
8.5	VERIFICA TENSIONALE AL RILASCIO DEI TREFOLI	46
8.6	CALCOLO DELLE CADUTE DI TENSIONE AL GETTO DELLA SOLETTA	47
8.6.1	<i>Ritiro del calcestruzzo</i>	47
8.6.2	<i>Viscosità del calcestruzzo</i>	47
8.6.3	<i>Rilassamento dell'acciaio</i>	47
8.6.4	<i>Totale delle cadute di tensione</i>	48
8.7	CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	48

8.8	EFFETTO DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ.....	48
8.9	VERIFICHE TENSIONALI	48
8.9.1	Verifiche al rilascio dei trefoli.....	48
8.9.2	Verifiche in esercizio.....	49
8.10	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE	56
8.11	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO	58
9	VERIFICHE DELLA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	59
9.1	CARICHI	59
9.1.1	Carichi permanenti strutturali g1.....	59
9.1.2	Carichi permanenti portati (non strutturali) g2	59
9.1.3	Azioni variabili da traffico	59
9.1.3.1	Diffusione delle impronte di carico.....	60
9.1.4	Analisi e verifica del tratto di soletta tra le travi	61
9.1.4.1	Verifiche SLU.....	62
9.1.4.2	Verifiche SLE	64
	Stato limite di formazione delle fessure.....	64
	Verifica delle tensioni di esercizio	64
9.1.5	Analisi e verifica del tratto di soletta a sbalzo	65
9.1.5.1	Verifiche SLU.....	67
9.1.5.2	Verifiche SLE	69
	Stato limite di formazione delle fessure.....	69
	Verifica delle tensioni di esercizio	69
10	STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO.....	71
11	SCARICHI SUGLI APPOGGI.....	72

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla WBS IV01 (Nuovo cavalcaferrovia SP40 km 12+350) sulla tratta ferroviaria Milano Rogoredo – Pavia al km 12+350.

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo dell'impalcato dell'opera.

L'impalcato è costituito da 8 travi in cemento armato precompresso, la larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12.5m.

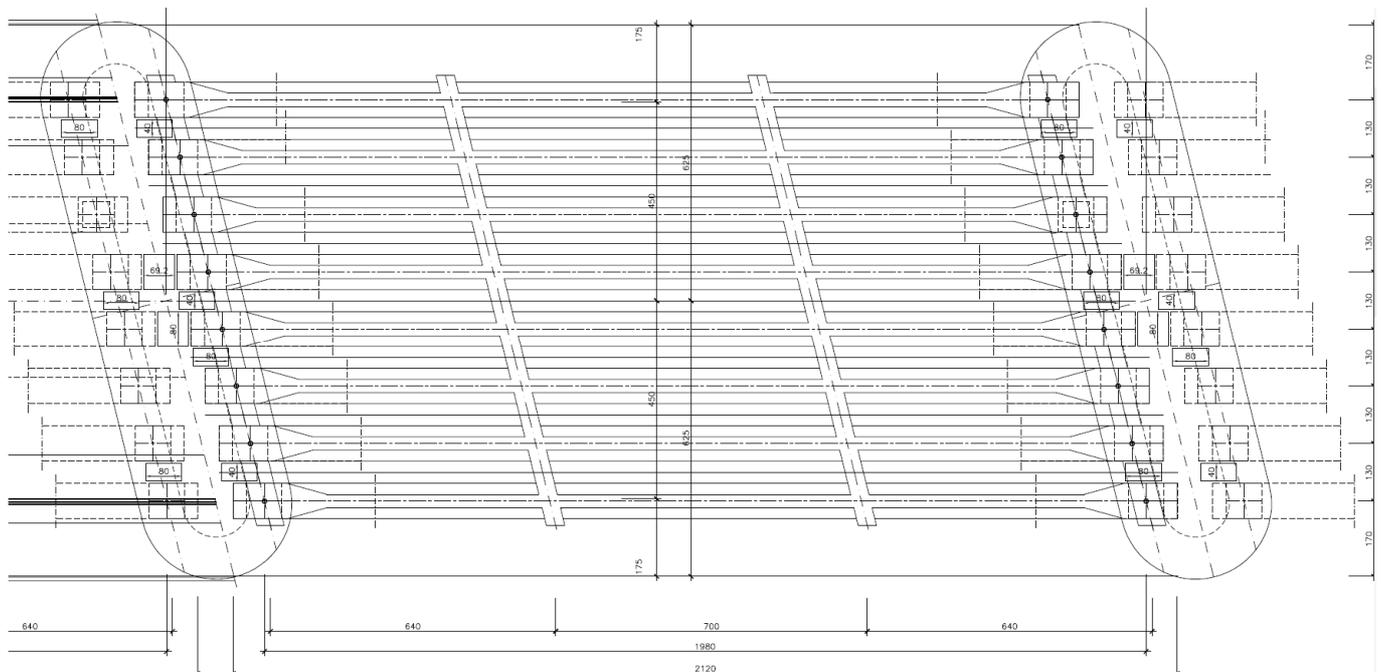
Il ponte è formato da 8 campate in semplice appoggio.

Le luci delle campate del ponte misurate tra gli assi degli appoggi sono pari a 19.8m.

Le lunghezze complessive degli impalcati in asse alle pile sono pari a 22m.

Le travi sono del tipo a doppio "T" di altezza pari a 1.3m. La lunghezza delle travi è pari a 21.2m.

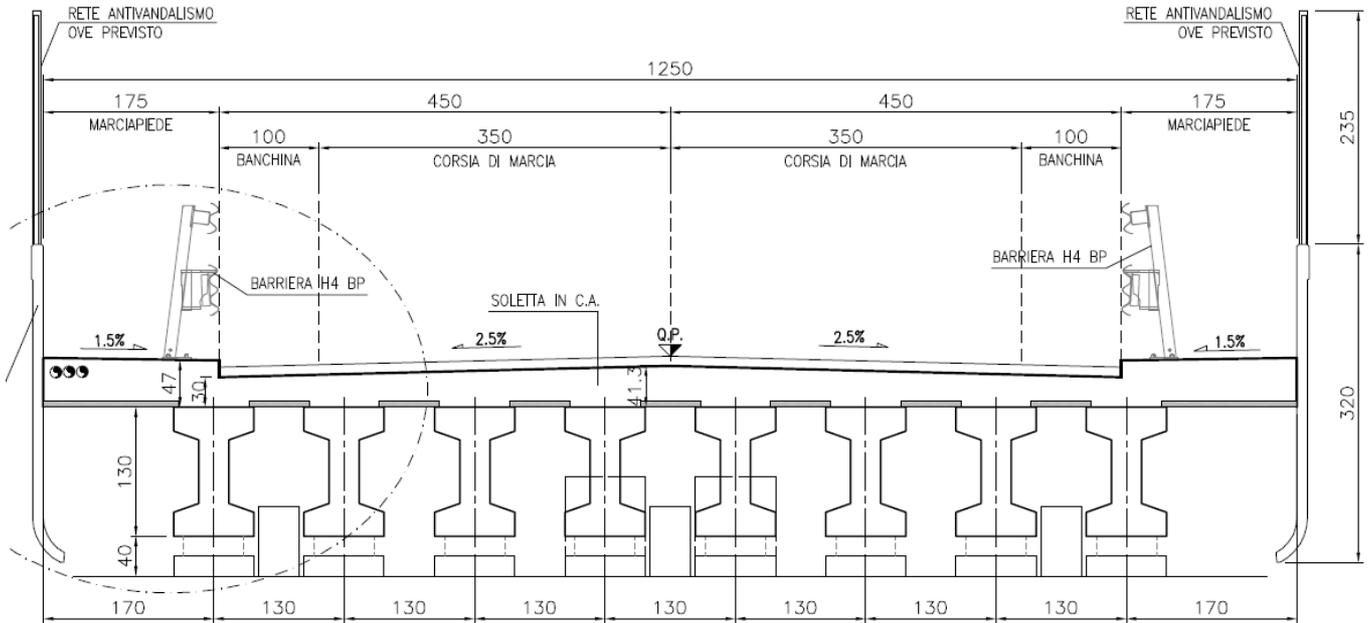
Alle estremità delle travi per una lunghezza pari a 1.2m sono presenti dei ringrossi che rendono la sezione trasversale della trave rettangolare.



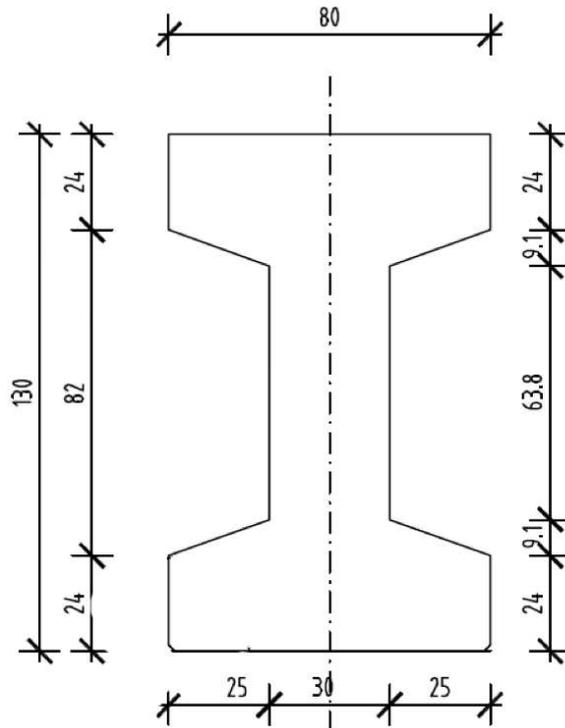
Pianta impalcato

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0107002	A	6 di 73



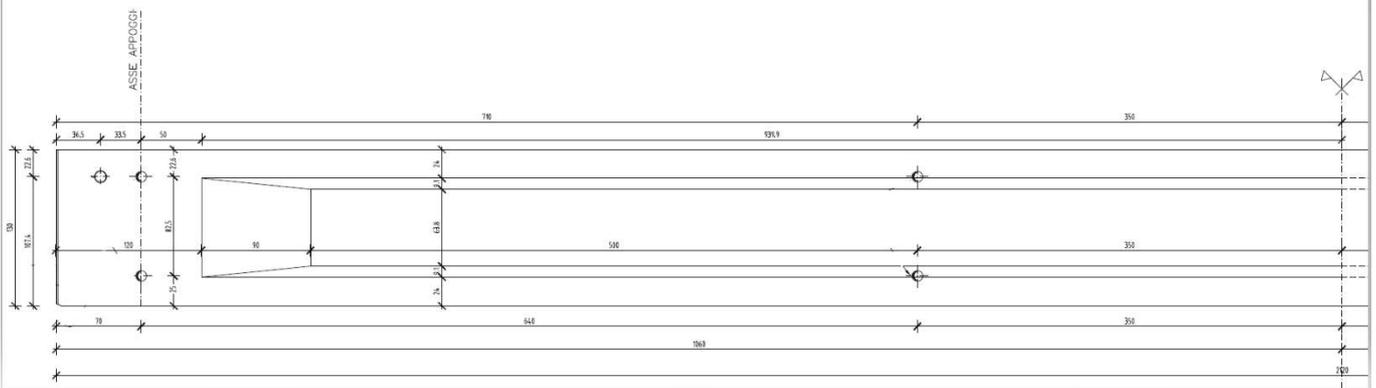
Sezione trasversale impalcato



Sezione corrente della trave

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0107002	A	7 di 73



Vista laterale della trave

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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 ferroviari.

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.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *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;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;*
- *Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *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

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 CALCESTRUZZO

Classe C45/55 (Trave)

$$R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 45,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 45,65 \cdot 0,85 / 1,5 = 25,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,83 \text{ N/mm}^2$$

Classe C32/40 (Soletta e Trasversi)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32,2 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10 \text{ N/mm}^2$$

3.2 ACCIAIO

3.2.1 Acciaio per cemento armato

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 trefoli di precompressione

Trefoli ϕ 0.6"

Area nominale: 1.39 cm²

$f_{ptk} \geq 1860$ N/mm² tensione caratteristica di rottura

$f_{p(1)k} \geq 1670$ N/mm² tensione caratteristica allo 1% di deformazione

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
completamento tesatura contemporanea dei 2 cavi dei traversi di campata
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 MODELLO DI CALCOLO A GRATICCIO

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures, Inc.

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.

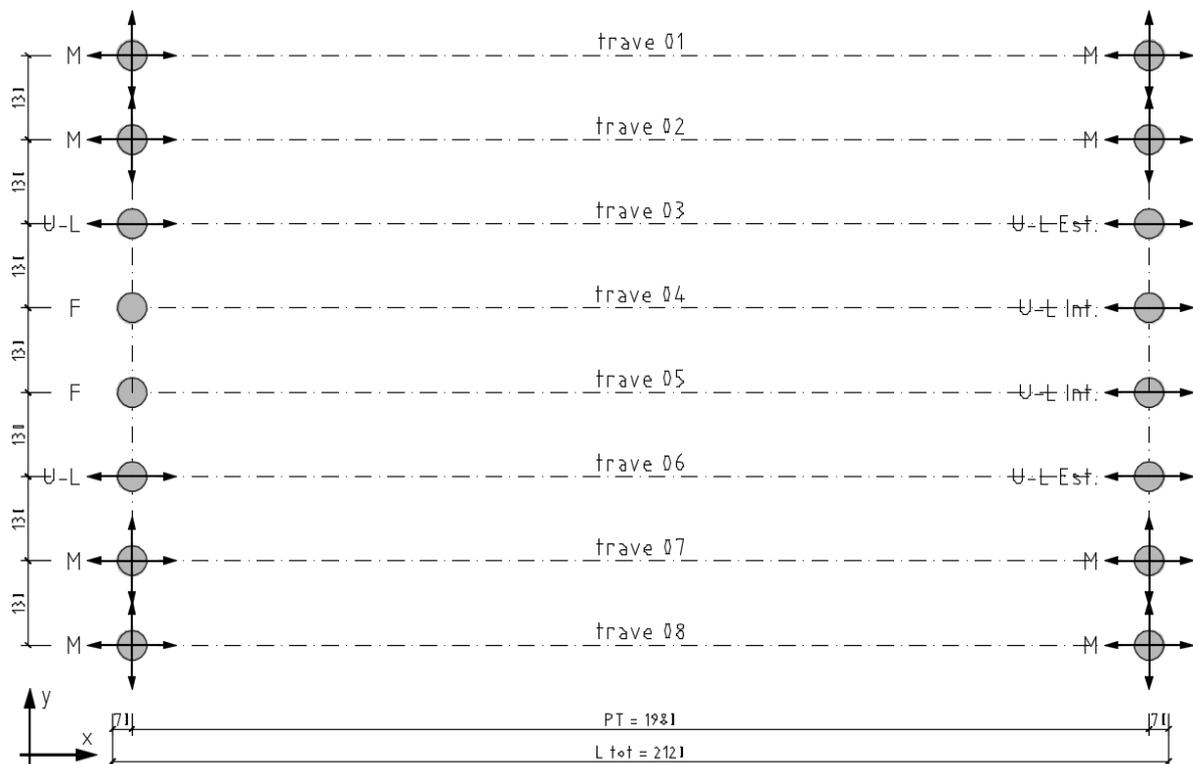
La terna di assi è orientata nel seguente modo:

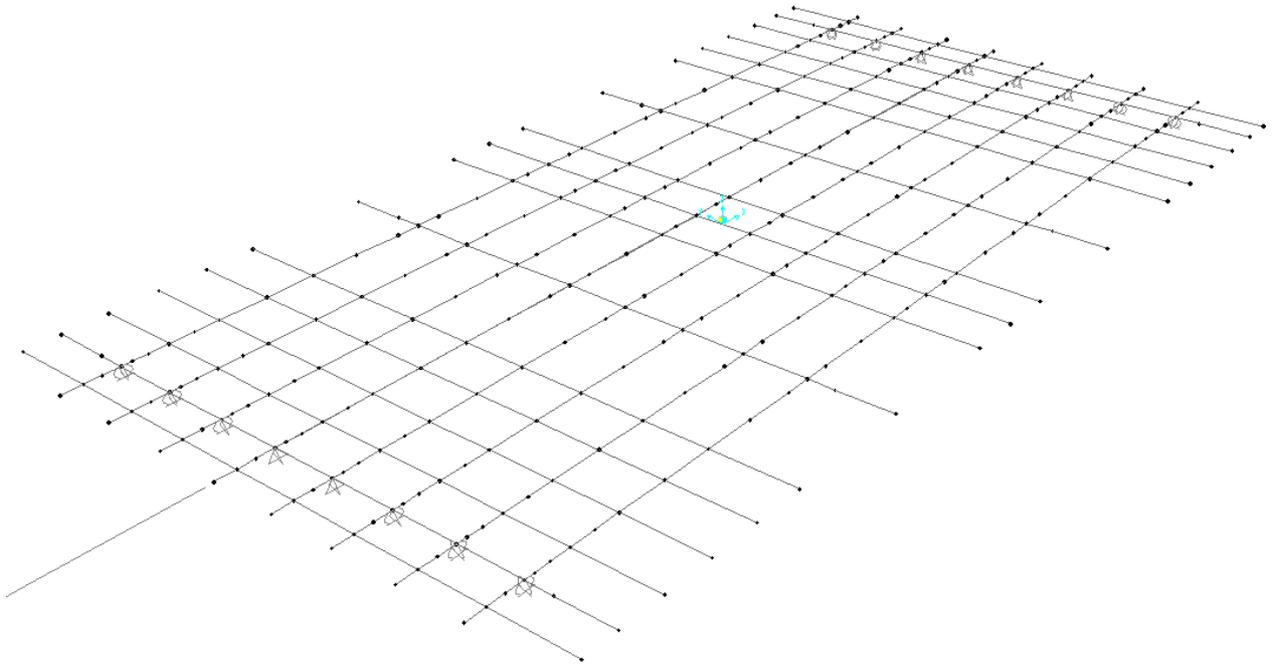
asse X: longitudinale

asse Y: trasversale

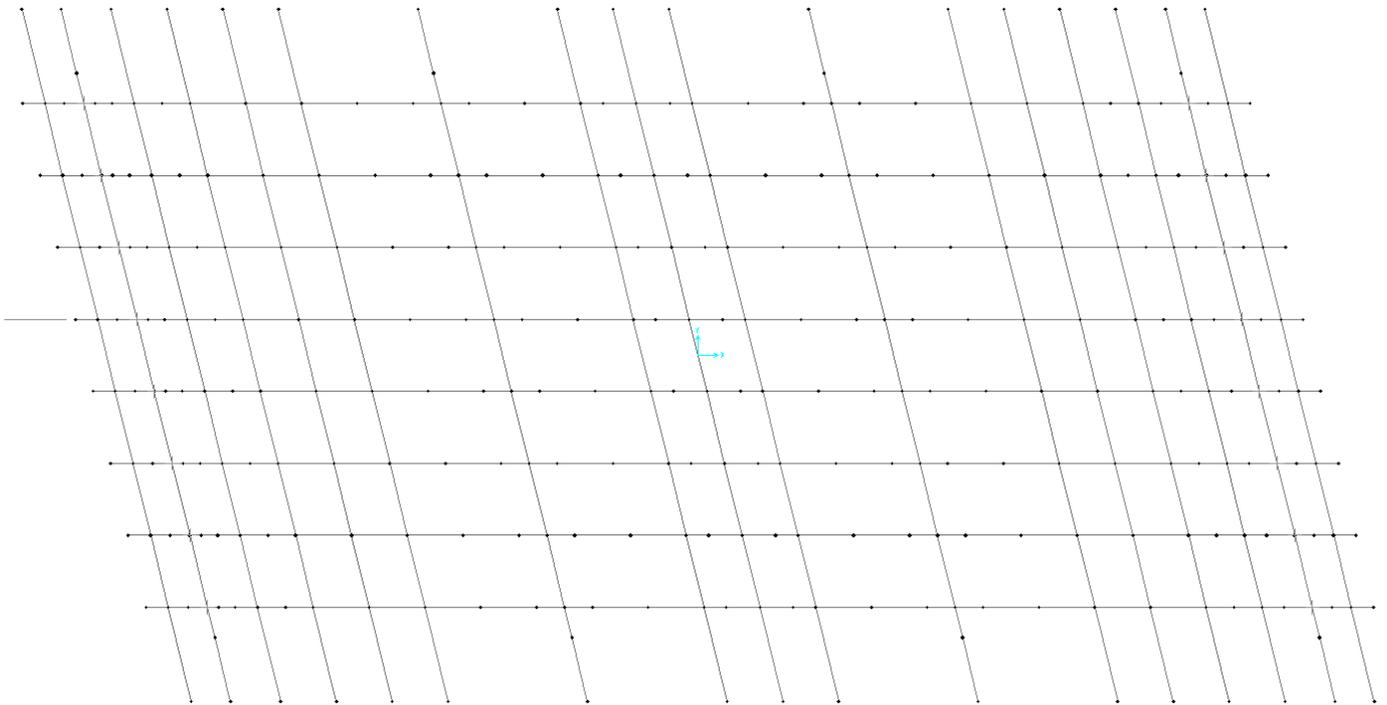
asse Z: verticale

Nella seguente figura viene riportato lo schema di vincolo adottato e delle viste del modello.





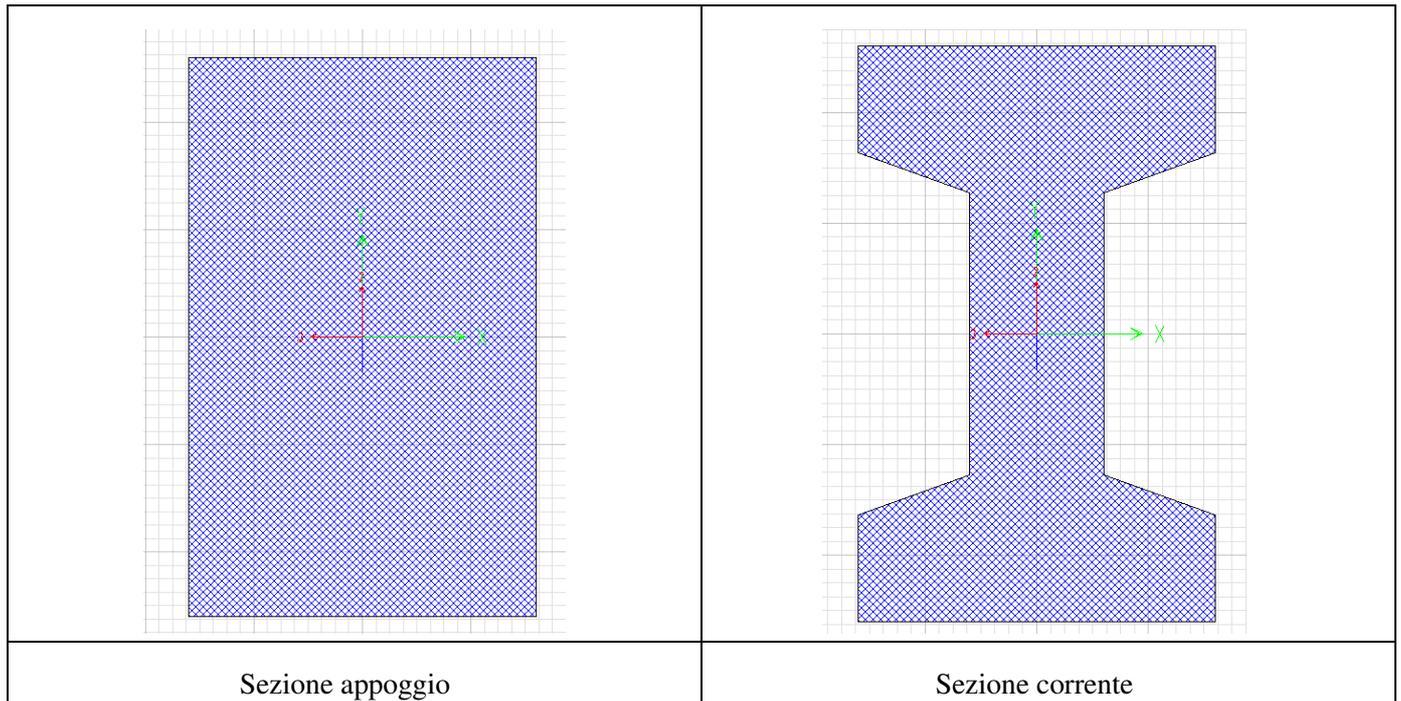
Vista 3D



Vista in pianta

5.1 CARATTERISTICHE DELLE TRAVI

5.1.1 Caratteristiche senza soletta collaborante



CARATTERISTICHE MECCANICHE TRAVI			
	Sezione su appoggio		Sezione corrente
$A_{\text{trav}} (area)$	1.04	m^2	0.6755 m^2
Y_g (Baricentro dal fondo trave)	0.65	m	0.65 m
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.1465	m^4	0.1301 m^4
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.0555	m^4	0.025 m^4
A_{t2} (area di taglio in direzione 2)	0.8701	m^2	0.3933 m^2
A_{t3} (area di taglio in direzione 3)	0.8667	m^2	0.6124 m^2

5.1.2 Caratteristiche con soletta collaborante

Determinazione della soletta collaborante.

La determinazione della soletta collaborante è stata effettuata nel rispetto di quanto previsto dal § 4.3.2.3 del DM 14/01/2008:

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}, \quad (4.3.2)$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

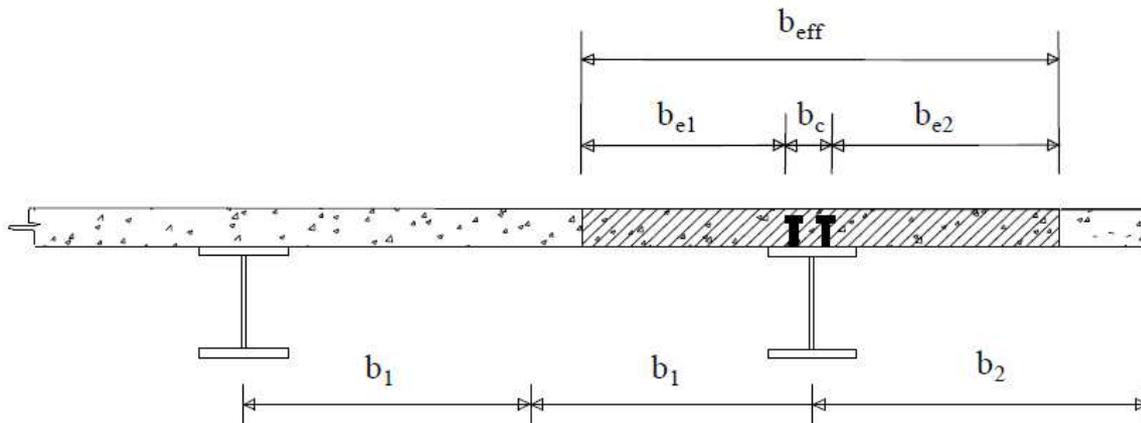


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

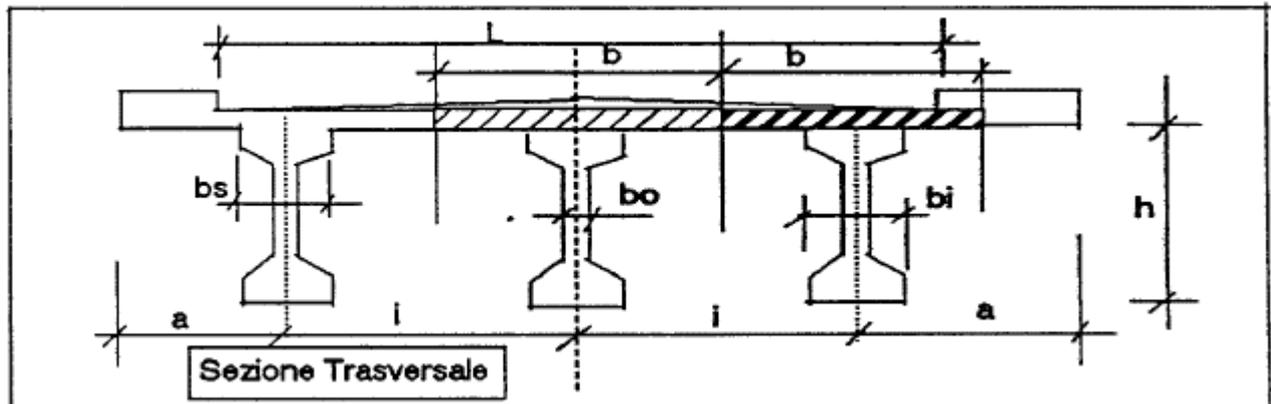
L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}, \quad (4.3.3)$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$.

Inoltre sono stati rispettati i seguenti limiti:



Travi interne $b = i$

Travi di riva: $b = i/2 + a/2$

In tal modo si ha:

Tr. Esterna		Tr. Interna	
b_0	0.55 m	b_0	0.55 m
b_1	1.425 m	b_1	0.375 m
b_2	0.375 m	b_2	0.375 m
b_{e1}	1.425 m	b_{e1}	0.375 m
b_{e2}	0.375 m	b_{e2}	0.375 m
β_1	0.90 m	b_{eff}	1.3 m
β_2	1.00 m	i	1.3 m
b_{eff}	2.20 m	b_{eff}	1.30 m
i	1.3 m		
a	1.7 m		
$i/2+a/2$	1.5 m		
b_{eff}	1.50 m		

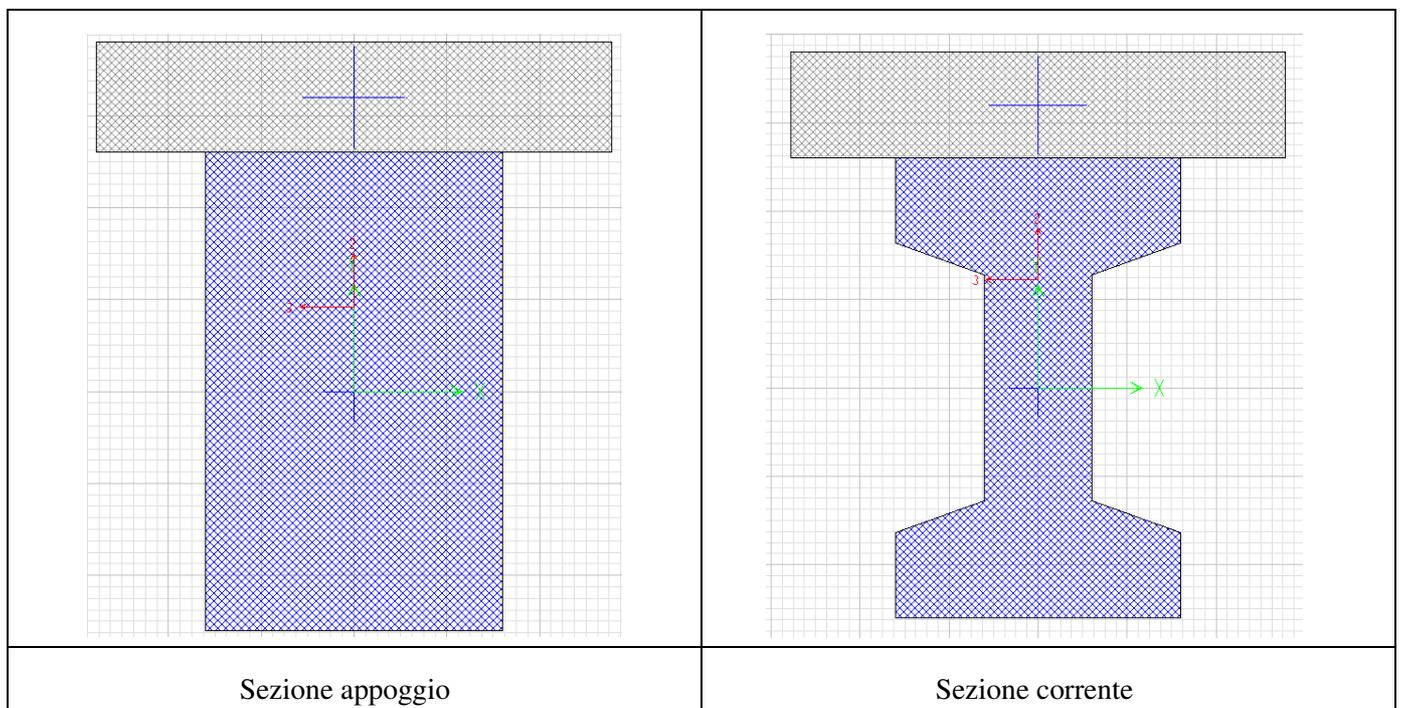
Omogeneizzando la soletta alle travi si hanno le seguenti larghezze collaboranti omogeneizzate:

	E
Trave	36416
Soletta	33643
n	1.082

	Tr. Esterna	Tr. Interna
L collaborante (m)	1.50	1.3
L coll. Omogeneizzata (m)	1.39	1.20

TRAVE ESTERNA

S soletta = 30

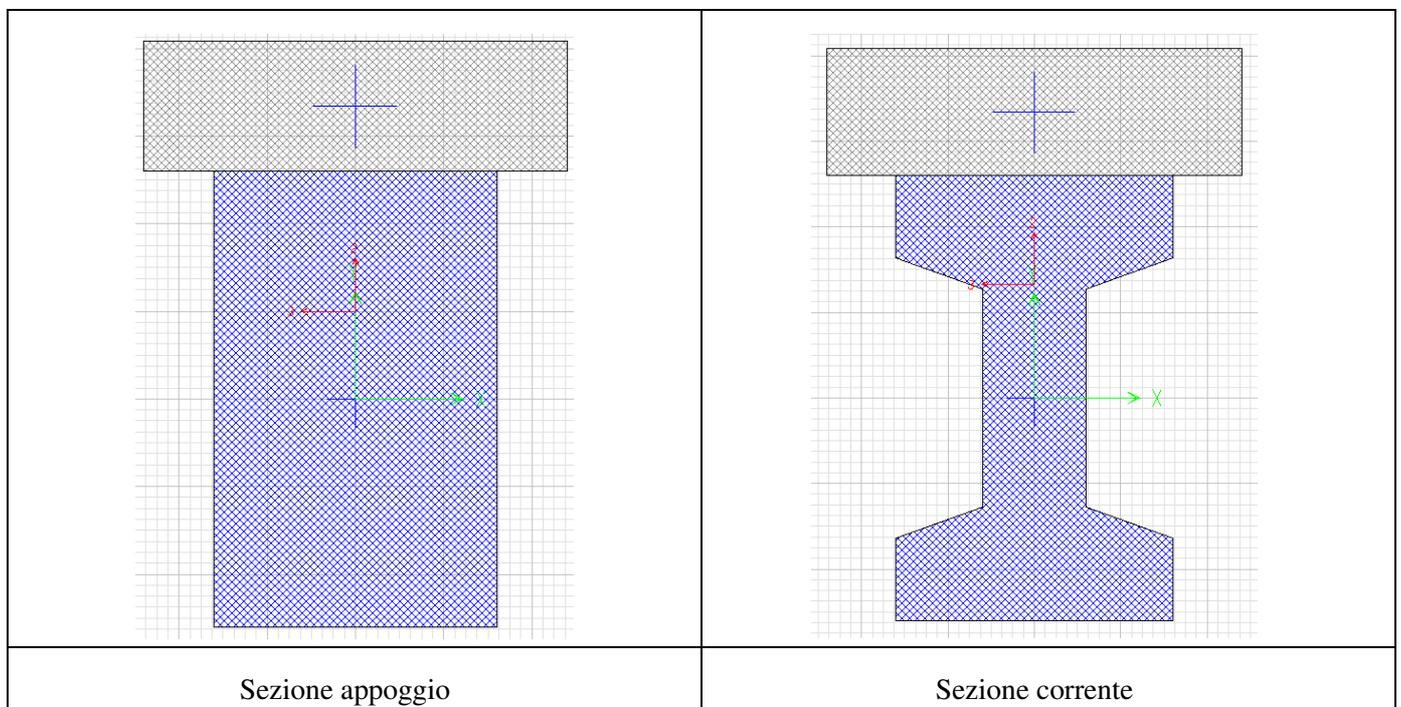


CARATTERISTICHE MECCANICHE TRAVE ESTERNA				
	Sezione su appoggio		Sezione corrente	
A_{trav} (area)	1.457	m ²	1.0925	m ²
Y _g (Baricentro dal fondo trave)	0.88	m	0.96	m
J ₂ (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.3401	m ⁴	0.2982	m ⁴
J ₃ (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.1226	m ⁴	0.0921	m ⁴

A_{t2} (area di taglio in direzione 2)	1.1208	m ²	0.5758	m ²
A_{t3} (area di taglio in direzione 3)	1.3212	m ²	1.0221	m ²

TRAVE INTERNA

S soletta = 36



Sezione appoggio

Sezione corrente

CARATTERISTICHE MECCANICHE TRAVE INTERNA

	Sezione su appoggio		Sezione corrente	
A_{trav} (area)	1.484	m ²	1.1195	m ²
Y_g (Baricentro dal fondo trave)	0.90	m	0.98	m
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.3685	m ⁴	0.3219	m ⁴
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.1087	m ⁴	0.0782	m ⁴
A_{t2} (area di taglio in direzione 2)	1.1664	m ²	0.6114	m ²

A_{t3} (area di taglio in direzione 3)	1.3327	m^2	1.0626	m^2
--	--------	-------	--------	-------

5.2 CARATTERISTICHE DEI TRASVERSI

5.2.1 Trasversi di testata

Si considera una larghezza collaborante di soletta pari a :

$$B = b_{est} + 5 \cdot s + b_{w,trasverso} = 0.8 + 5 \cdot 0.3 + 0.60 = 2.9 \text{ m}$$

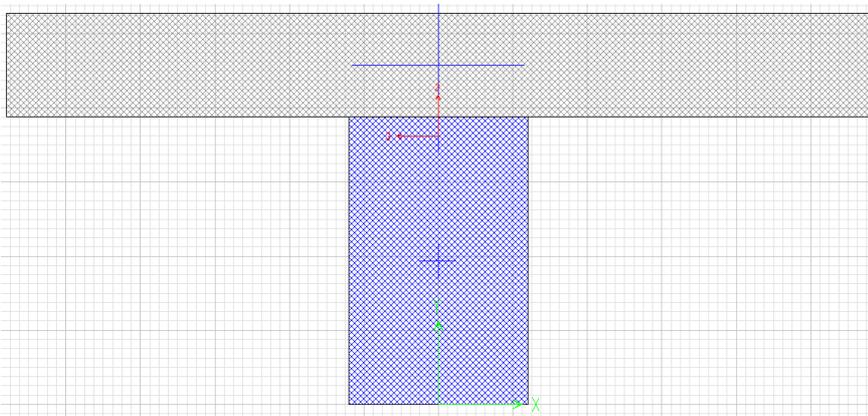
dove: $b_{est} = 0.8 \text{ m}$ (sbalzo retro trasverso)

$s = 0.3 \text{ m}$ (spessore della soletta)

$b_{w,trasverso} = 0.60 \text{ m}$ (spessore del traverso)

La larghezza collaborante omogeneizzata è pari a:

$$B_{omog.} = n B = 1 \cdot 2.9 = 2.9 \text{ m}$$



CARATTERISTICHE MECCANICHE

A_{trav} (area)	1.5964 m^2
Y_g (Baricentro dal fondo trave)	0.90 m
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.2166 m^4
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	0.7288 m^4
A_{t2} (area di taglio in direzione 2)	0.8109 m^2

A_{t3} (area di taglio in direzione 3)	1.2059 m ²
--	-----------------------

5.2.2 Trasversi di campata

Si considera una larghezza collaborante di soletta pari a:

Si considera una larghezza collaborante di soletta pari a :

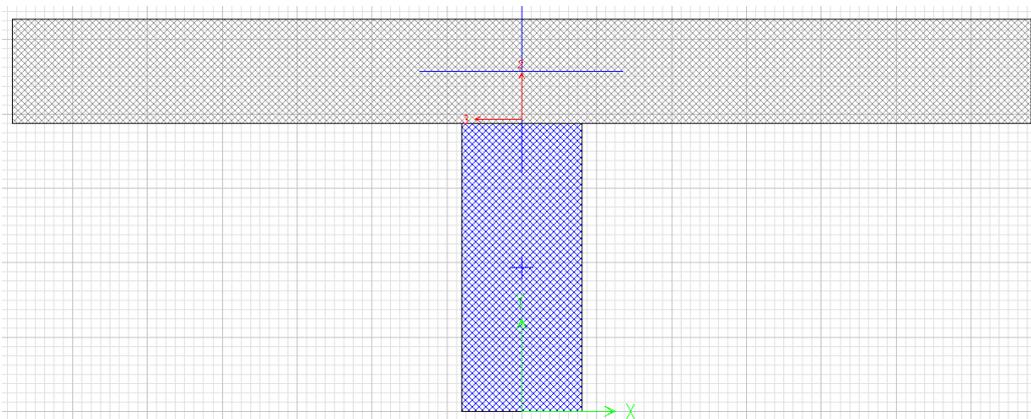
$$B = 2 \cdot (5 \cdot s + b_{w,trasverso}/2) = 2 \cdot (5 \cdot 0.30 + 0.40/2) = 3.40 \text{ m}$$

con $s = 0.30$ m (spessore medio della soletta)

$b_{w,trasverso} = 0.40$ m (spessore del traverso)

La larghezza collaborante omogeneizzata è pari a:

$$B_{omog.} = n B = 1 \cdot 3.4 = 3.4 \text{ m}$$



CARATTERISTICHE MECCANICHE	
A_{trav} (area)	1.5776 m ²
Y_g (Baricentro dal fondo trave)	0.98 m
J_2 (Momento d'inerzia attorno all'asse 2)	0.1696 m ⁴
J_3 (Momento d'inerzia attorno all'asse 3)	1.1515 m ⁴
A_{t2} (area di taglio in direzione 2)	0.5827 m ²
A_{t3} (area di taglio in direzione 3)	1.1937 m ²

6 AZIONI MODELLO A GRATICCIO

6.1 PESI PROPRI (G1)

Per valutare le sollecitazioni sulla trave derivanti dai pesi propri (trave, traversi e soletta strutturale) si è utilizzato un modello monodimensionale della trave isostatica in semplice appoggio.

Il peso proprio della trave è stato valutato considerando l'area della sezione trasversale della trave:

$$\text{tratto a sezione rettangolare: } p = 0.8\text{m} \times 1.3\text{m} \times 25\text{kN/mc} = 26 \text{ kN/m}$$

$$\text{tratto con sezione a doppio T corrente: } p = 0.6755\text{mq} \times 25 \text{ kN/mc} = 16.89 \text{ kN/m}$$

Il peso della soletta a metro lineare risulta pari a:

	Trave bordo	Trave interna
s soletta medio (m)	0.3	0.36
L soletta (m)	2.35	1.3
PP soletta a ml (kN/m)	17.6	11.8

Il peso dei traversi interni rispettivamente sulle travi di bordo ed esterne risulta pari a:

Peso trasverso interno trave di bordo	7.33 kN
Peso trasverso interno trave interna	8.26 kN

6.2 PERMANENTI PORTATI (G2)

Marciapiedi

	s (m)	L (m)	p (kN/m)	ecc (m)	m (kNm/m)
Trave 1	0.183	1.75	8.01	1.13	9.0
Trave 8	0.183	1.75	8.01	1.13	9.0

Pavimentazione

q	2.5	kN/mq
L (m)		p (kN/m)
Trave 1	0.6	1.5
Trave 2	1.3	3.25
Trave 3	1.3	3.25
Trave 4	1.3	3.25
Trave 5	1.3	3.25
Trave 6	1.3	3.25

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	22 di 73

Trave 7	1.3	3.25
Trave 8	0.6	1.5

Guard rail 1.5 kN/m (trave 1 e 8)

Veletta

	p (kN/m)	ecc (m)	m (kNm/m)
Trave 1	9	1.7	15.3
Trave 8	9	1.7	15.3

6.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q)

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:

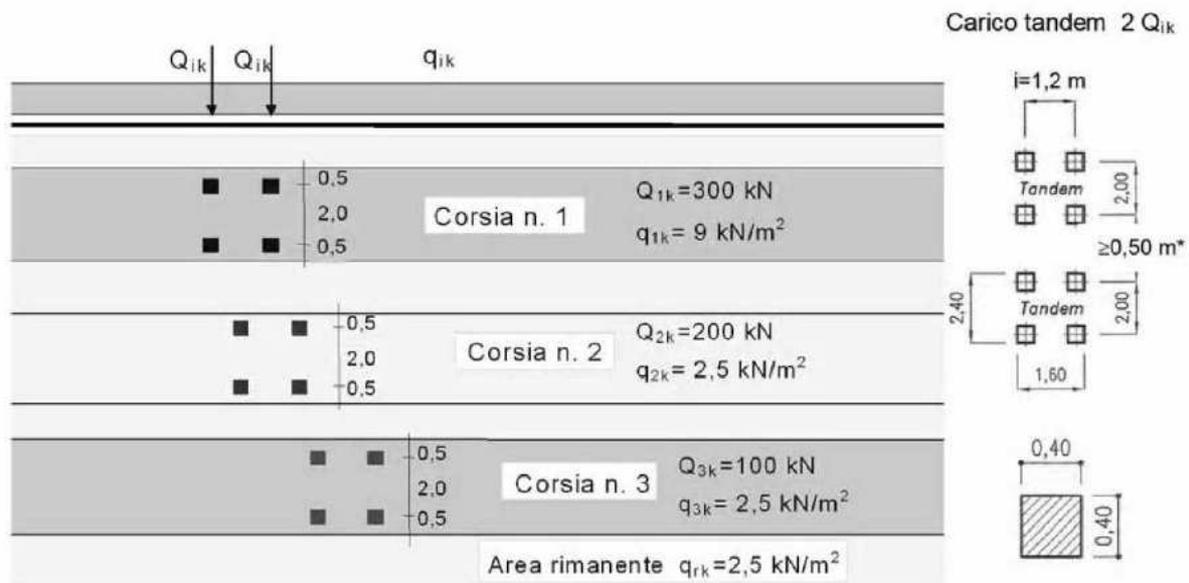
Schema di Carico 1 - è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti;

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;

6.3.1 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.



Schemi di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a 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.

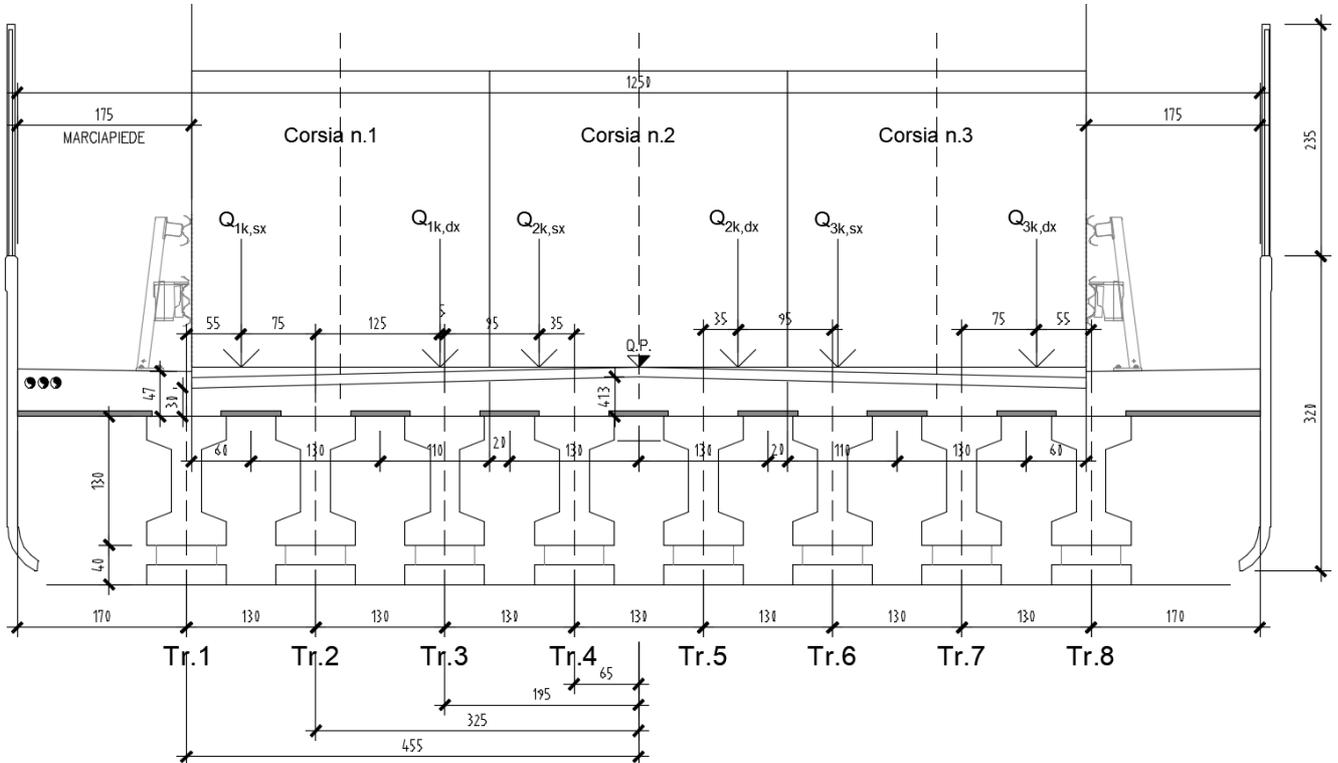
La ripartizione dei carichi tra le travi è stata effettuata nel seguente modo.

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:

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

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.



Si riporta di seguito il calcolo dei carichi.

Distanze e coefficienti di ripartizione:

		trave 1	trave 2	trave 3	trave 4	trave 5	trave 6	trave 7	trave 8
Singolo carico di Q1k - Lato SX	Distanze	0.55	0.75						
	F	0.58	0.42						
Singolo carico di Q1k - Lato DX	Distanze		1.25	0.05					
	F		0.04	0.96					
Singolo carico di Q2k - Lato SX	Distanze			0.95	0.35				
	F			0.27	0.73				
Singolo carico di Q2k - Lato DX	Distanze					0.35	0.95		
	F					0.73	0.27		
Singolo carico di Q3k - Lato SX	Distanze					1.3	0		
	F					0.00	1.00		
Singolo carico di Q3k - Lato DX	Distanze							0.75	0.55
	F							0.42	0.58
	SOMME	0.58	0.46	1.23	0.73	0.73	1.27	0.42	0.58

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0107002	A	25 di 73

q1k	B influenza	0.6	1.3	1.1				
q	1	0.6	1.3	1.1				
q2k	B influenza			0.2	1.3	1.3	0.2	
q	1			0.2	1.3	1.3	0.2	
q3k	B influenza						1.1	1.3
q	1						1.1	1.3
	SOMME	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

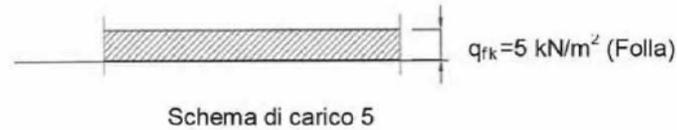
Carichi:

CARICHI REALI (kN,m)

		trave 1	trave 2	trave 3	trave 4	trave 5	trave 6	trave 7	trave 8
Singolo carico di Q1k - Lato SX	F 150	86.5	63.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Singolo carico di Q1k - Lato DX	F 150	0.0	5.8	144.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Singolo carico di Q2k - Lato SX	F 100	0.0	0.0	26.9	73.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Singolo carico di Q2k - Lato DX	F 100	0.0	0.0	0.0	0.0	73.1	26.9	0.0	0.0
Singolo carico di Q3k - Lato SX	F 50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	0.0	0.0
Singolo carico di Q3k - Lato DX	F 50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.2	28.8
		86.54	69.23	171.15	73.08	73.08	76.92	21.15	28.85
q1k									
q	9	5.4	11.7	9.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q2k									
q	2.5	0.0	0.0	0.5	3.3	3.3	0.5	0.0	0.0
q3k									
q	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	3.3	1.5
		5.4	11.7	10.4	3.25	3.25	3.25	3.25	1.5

6.3.2 Schema di Carico 5

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



Nell'impalcato in esame è stato applicato nei marciapiedi con un valore di 2.5kN/mq.

Le azioni applicate alle travi di sono le seguenti:

q _{fk}	2.5	kN/mq			
	L (m)	p (kN/m)	ecc (m)	m (kNm/m)	
Trave 1	1.75	4.375	0.825	3.61	
Trave 8	1.75	4.375	0.825	3.61	

6.3.3 Disposizioni di carico adottati

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 due schemi: in prossimità dell'appoggio al fine di massimizzare le azioni taglianti ed in mezzera al fine di massimizzare i momenti flettenti.

6.4 AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q₃)

La forza di frenamento o di accelerazione q₃ è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1a categoria, essendo w₁ la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Limpalcato	22 m
F	419.4 kN
f	19.06 kN/m
m	14.45 kNm/m
Lcorsia	3.00 m
f/Lcorsia	6.35 kN/m ²
m/Lcorsia	4.82 kNm/m ²

Il momento è stato calcolato attraverso la distanza tra il piano stradale ed il baricentro dell'impalcato pari a 0.76m.

Le azioni di frenatura sono state ripartite sulle travi sottostanti la colonna di carico in proporzione alle larghezze di influenza:

Colonna esterna:

	Linf (m)	f (kN/m)	m (kNm/m)
Trave 1	0.60	3.8	2.9
Trave 2	1.3	8.3	6.3
Trave 3	1.1	7.0	5.3
Somma	3.00	19.06	14.45

Colonna interna:

	Linf (m)	f (kN/m)	m (kNm/m)
Trave 3	0.2	1.3	1.0
Trave 4	1.3	8.3	6.3
Trave 5	1.3	8.3	6.3
Trave 6	0.2	1.3	1.0
Somma	3.00	19.06	14.45

6.5 GRUPPI DI AZIONI

Sono stati definiti due gruppi di azioni in accordo al tabella 5.1.V del DM 14/01/2008.

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.

Ciascun gruppo di azione è presente due volte a seguito della diversa disposizione del carico Q_{ik} sull'impalcato per la massimizzazione del taglio e del momento.

6.6 AZIONE DEL VENTO

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 14.1.2008 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:

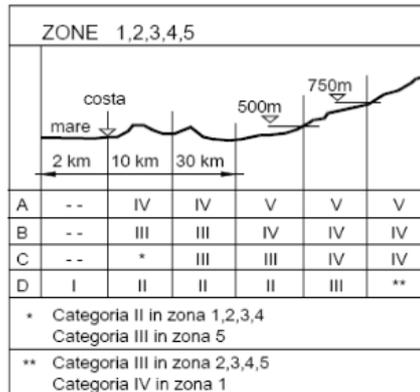
- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

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



Definizione della categoria di esposizione

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

Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			100
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50$ [m/s])			25.000
$\alpha_R (T_R)$			1.02346
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.586

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$$q_b = 409.17 \text{ N/mq}$$

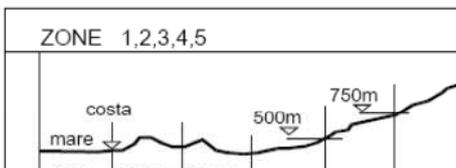
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5

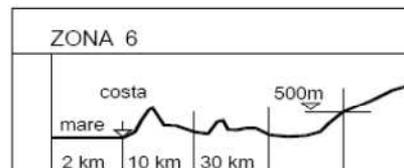


	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

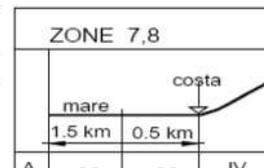
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8



	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	D	100

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

q _b	0.41	kN/mq	
C _e	2.265		Coefficiente di esposizione per z=9m
C _p	1.2		Coefficiente di forma
C _d	1		Coefficiente dinamico
P	1.11	kN/mq	Pressione del vento

Ponte scarico Ponte carico

H vento	5.5	5.5 m
R vento/m	6.1	6.1 kN/m
R vento tot	134.6	134.6 kN
Distanza baricentro vento - Baricentro impalcato	1.46	1.46 m
m _x	8.93	8.93 kNm/m
M _x	196.5	196.5 kNm

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

6.7 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2008), 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 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

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_o 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_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.7.1 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.

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

6.7.2 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.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

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 $C_U=1,5$.

6.7.3 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 :

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

6.7.4 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%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{VR} 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

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.

6.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.7.5.1 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 NTC2008.

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

6.7.5.2 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 $i > 30^\circ$

Classificazione topografie 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**.

6.7.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 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 delle espressioni per 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 1: Tabella valori massimi del 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 $S_s = 1,50$ e $C_C = 1,571$

6.7.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

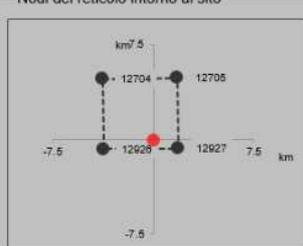
Ricerca per comune

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: superficie rigata

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

Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

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_R info

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

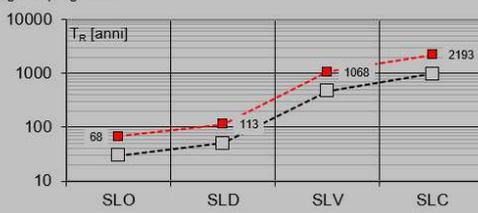
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

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

Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1.500$ $C_C = 1.571$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **si** info

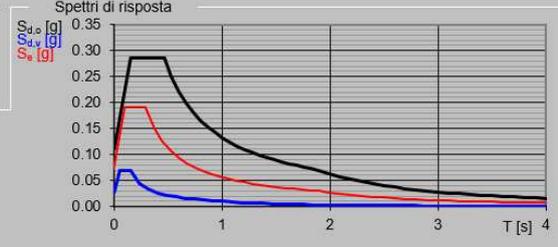
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

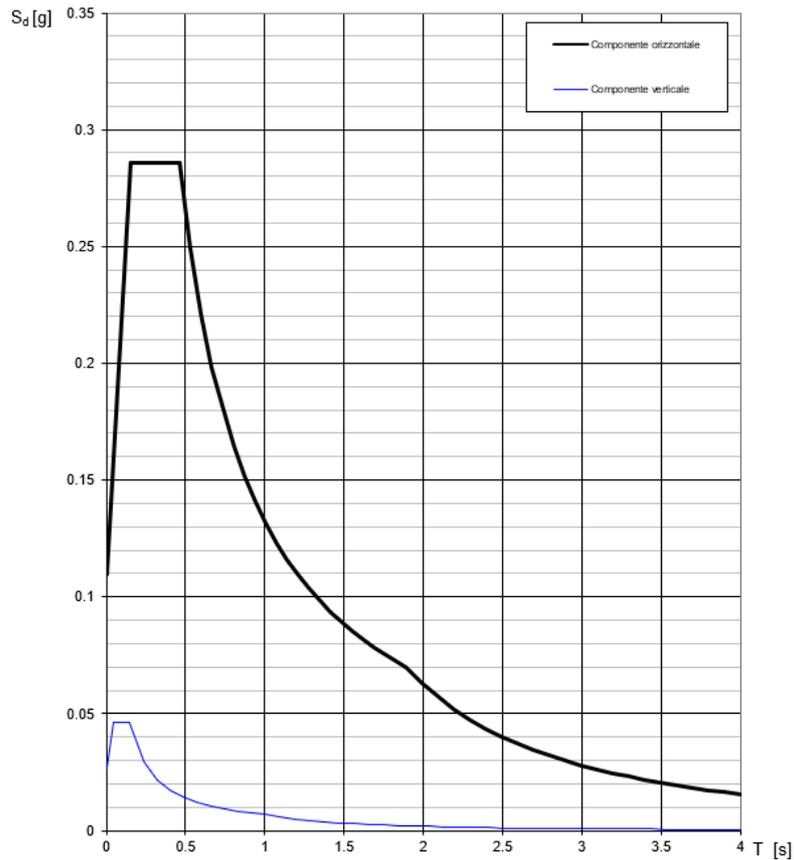


— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.073 g
F_0	2.606
T_C	0.295 s
S_S	1.500
C_C	1.571
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.463 s
T_D	1.893 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 η/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	0.110
T_B	0.154	0.286
T_C	0.463	0.286
	0.531	0.249
	0.599	0.221
	0.667	0.198
	0.736	0.180
	0.804	0.165
	0.872	0.152
	0.940	0.141
	1.008	0.131
	1.076	0.123
	1.144	0.116
	1.212	0.109
	1.280	0.103
	1.348	0.098
	1.416	0.094
	1.484	0.089
	1.552	0.085
	1.620	0.082
	1.688	0.078
	1.757	0.075
	1.825	0.073
T_D	1.893	0.070
	1.993	0.063
	2.093	0.057
	2.194	0.052
	2.294	0.048
	2.394	0.044
	2.495	0.040
	2.595	0.037
	2.695	0.035
	2.796	0.032
	2.896	0.030
	2.996	0.028
	3.097	0.026
	3.197	0.025
	3.298	0.023
	3.398	0.022
	3.498	0.020
	3.599	0.019
	3.699	0.018
	3.799	0.017
	3.900	0.016
	4.000	0.016

Spettro di progetto orizzontale: valori

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limiteSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.027 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.951
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.027
T_B	0.050	0.070
T_C	0.150	0.070
	0.235	0.044
	0.320	0.033
	0.405	0.026
	0.490	0.021
	0.575	0.018
	0.660	0.016
	0.745	0.014
	0.830	0.013
	0.915	0.011
T_D	1.000	0.010
	1.094	0.009
	1.188	0.007
	1.281	0.006
	1.375	0.006
	1.469	0.005
	1.563	0.004
	1.656	0.004
	1.750	0.003
	1.844	0.003
	1.938	0.003
	2.031	0.003
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Spettro di progetto verticale: valori

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Ciascuna delle seguenti combinazioni è stata definita sia con il carico tandem Qik posto in mezzzeria (massimizzazione dei momenti flettenti) che in prossimità dell'appoggio (massimizzazione dei tagli).

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Gruppo azione 1	Gruppo azione 2a	Vento
SLU STR 1-2	1.35	1.5	1.35	-	0.9
SLU STR 3-4	1.35	1.5	-	1.35	0.9

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Gruppo azione 1	Gruppo azione 2a	Vento
SLE RARA 1-2	1	1	1	-	0.6
SLE RARA 2-3	1	1	-	1	0.6

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Schema di carico qk	Schema di carico Qk
SLE FREQ.1-2	1	1	0.4	0.75

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali
SLE Q.P.	1	1

Combinazioni SISMICHE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Spettro oriz. X	Spettro oriz. Y	Spettro vert. Z
SISMA X SLV	1	1	1	0.3	0.3
SISMA Y SLV	1	1	0.3	1	0.3
SISMA Z SLV	1	1	0.3	0.3	1

8 VERIFICA DEI TRASVERSI

Si riporta di seguito la verifica dei trasversi di campata essendo i trasversi di lato minore (0.4m).

Sollecitazioni:

	M	V
	[kNm]	[kN]
PP trasversi	-15.0	13.0
Permanenti portati	-236.0	76.0
Accidentali traffico	-76.0	37.0
Vento	0.0	2.0

8.1 ARMATURA

8.1.1 Armatura di precompressione

L'armatura di precompressione è costituita da:

Superiore: **4 trefoli 0.6''**, aventi area nominale di 1.39 cm² posti a 74.30cm da intradosso trasverso

Inferiore: **4 trefoli 0.6''**, aventi area nominale di 1.39 cm² posti a 11.85cm da intradosso trasverso

Baricentro armatura di precompressione da intradosso trasverso: 43.08cm;

La tensione di tesatura dei trefoli è stata assunta pari a:

$$\sigma_{sp0} = 1410 \text{ MPa} \leq 0.9 f_{p(1)k} = 0.9 \times 1670 = 1503 \text{ MPa}$$

8.1.2 Armatura ordinaria

Longitudinale superiore: 5 ϕ 14
 Longitudinale inferiore: 6 ϕ 14
 Trasversale: staffe ϕ 14/20

8.1.3 Armatura lenta della soletta

ϕ 14/20 sup. c = 4.5 cm
 ϕ 14/20 inf. c = 2.0 cm

8.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TRASVERSO

CALCESTRUZZO

R_{ck}	400	kg/cm ²	R _{ck} raggiunta dal cls al momento del rilascio dei trefoli (che quindi avviene prima di 28 gg di stagionatura) modulo a t ₀
R_{ckj}	360	kg/cm ²	
E	336428	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	2100000	kg/cm ²	
σ_{sp0}	1410	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.	1.5	%	della tensione di tiro (rilassamento iniziale che avviene tra la tesatura dei cavi ed il loro rilascio)

ARMATURA LENTA

σ_{amm}	3311	kg/cm ²
----------------	-------------	--------------------

SOLETTA

CALCESTRUZZO

R _{ck}	400	kg/cm ²
E	336428	kg/cm ²
coeff. omog	1	-

ARMATURA

σ _{amm}	3311	kg/cm ²
------------------	-------------	--------------------

8.3 LIMITI TENSIONALI

VERIFICHE A VUOTO E AL SOLLEVAMENTO

	TRAZIONE [kg/cm ²]			COMPRESSIONE [kg/cm ²]		
CALCESTRUZZO TRAVE	0	0	R _{ckj}	244.0	0.498	R _{ckj}
TREFOLI	σ _{spi} ≤ min[0.9 f _{p(1)k} ; 0.8 f _{ptk}]=		14880	0.9	14880	f _{p(1)k}
				0.8		f _{ptk}
ARMATURE	3311			3311		

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	TRAZIONE [kg/cm ²]			COMPRESSIONE [kg/cm ²]		
CALCESTRUZZO TRAVE	0	0	R _{ck}	251	0.457	R _{ck} RARA
				183	0.332	R _{ck} Q.PERM.
TREFOLI	σ _{sp} ≤ 0.8 f _{p(1)k} =		13360	0.8	13360	f _{p(1)k}
ARMATURE	3311			3311		
CALCESTRUZZO SOLETTA	26.53		f _{ctk}	182.60	0.457	R _{ck} RARA
				132.80	0.332	R _{ck} Q.PERM.

8.4 SEZIONI DI VERIFICA

Sezione solo trasverso:

R_{ckj} :	n =	6.1489	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
	A =	0.4037	m ²	(area omogeneizzata della sezione)
	y _G =	0.4828	m	(baricentro della sezione omogeneizzata da intradosso trave)
	J ₃ =	0.0304	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
	J ₂ =	0.0052	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
	W _{inf} =	0.0629	m ³	(momento di resistenza fibra trave inferiore)
	W _{sup} =	0.0624	m ³	(momento di resistenza fibra trave superiore)

t_0 :	n =	5.8333	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
	A =	0.4037	m ²	(area omogeneizzata della sezione)
	y _G =	0.4828	m	(baricentro della sezione omogeneizzata da intradosso trave)
	J ₃ =	0.0304	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
	J ₂ =	0.0052	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
	W _{inf} =	0.0629	m ³	(momento di resistenza fibra trave inferiore)
	W _{sup} =	0.0624	m ³	(momento di resistenza fibra trave superiore)

t_{∞} :	n =	25.7892	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
	A =	0.4700	m ²	(area omogeneizzata della sezione)
	y _G =	0.4769	m	(baricentro della sezione omogeneizzata da intradosso trave)
	J ₃ =	0.0305	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
	J ₂ =	0.0052	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
	W _{inf} =	0.0639	m ³	(momento di resistenza fibra trave inferiore)
	W _{sup} =	0.0619	m ³	(momento di resistenza fibra trave superiore)

Sezione trasverso con soletta collaborante:

t_0 :	n =	5.8333	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt)
	A =	1.6402	m ²	(area omogeneizzata della sezione)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0107002	A	46 di 73

$y_G =$	0.9834	m	(baricentro della sezione omogeneizzata da intradosso trave)
$J_3 =$	0.1778	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
$J_2 =$	1.1720	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
$W_{inf} =$	0.1808	m ³	(momento di resistenza fibra trave inferiore)
$W_{sup} =$	12.3141	m ³	(momento di resistenza fibra trave superiore)
$W_{sup,soletta} =$	0.5201	m ³	(momento di resistenza fibra superiore della soletta)
$n_{soletta} =$	1.0000	-	(coefficiente di omogeneizzazione cls soletta-cls traverso)

t_{∞} : $n =$	18.4187	-	(coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls)
$A =$	1.7479	m ²	(area omogeneizzata della sezione)
$y_G =$	0.9762	m	(baricentro della sezione omogeneizzata da intradosso trave)
$J_3 =$	0.1925	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale)
$J_2 =$	1.1720	m ⁴	(momento d'inerzia rispetto all'asse verticale)
$W_{inf} =$	0.1972	m ³	(momento di resistenza fibra trave inferiore)
$W_{sup} =$	26.8591	m ³	(momento di resistenza fibra trave superiore)
$W_{sup,soletta} =$	0.5514	m ³	(momento di resistenza fibra superiore della soletta)
$n_{soletta} =$	1.0000	-	(coefficiente di omogeneizzazione cls soletta-cls traverso)

8.5 VERIFICA TENSIONALE AL RILASCIO DEI TREFOLI

Precompressione iniziale:

$$P_{m,o} = P_o - \Delta P_{ir} - \Delta P_c$$

dove:

$$P_o = A_p \cdot \sigma_{sp0}$$

$$A_p = \text{armatura di precompressione}$$

$$\sigma_{sp0} = \text{tensione di tiro dell'armatura di precompressione} = 1410 \text{ MPa}$$

$$\text{con } \sigma_{sp0} \leq 0.9 f_{p(1)k} = 0.9 \cdot 1670 = 1503 \text{ MPa}$$

$$P_o = 1.39 \times 1410 / 1000 = 195.9 \text{ kN}$$

ΔP_{ir} = perdita per rilassamento iniziale tra la tesatura dei cavi ed il rilascio dei trefoli, pari all' 1.5% del carico iniziale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

ΔP_c = perdita per deformazione elastica del calcestruzzo valutata in sede di verifica applicando alla sezione trave la precompressione iniziale (σ_{sp0}) depurata delle perdite per rilassamento iniziale ($\sigma_{spi} = \sigma_{sp0} - 1.5\%$ $\sigma_{sp0} = (1 - 0.015) \times 1410 = 1388.9$ MPa).

8.6 CALCOLO DELLE CADUTE DI TENSIONE AL GETTO DELLA SOLETTA

Le perdite di tensione dipendenti dal tempo sono dovute a:

- 1) Ritiro del calcestruzzo;
- 2) Viscosità del calcestruzzo;
- 3) Rilassamento dell'acciaio.

Si ipotizza, operando in favore di sicurezza, che la totalità delle perdite sia esaurita prima del getto della soletta.

8.6.1 Ritiro del calcestruzzo

Per il calcolo delle cadute di tensione è prevista una deformazione finale pari a 0.0003 in caso di struttura precompressa prima di 14 gg di stagionatura:

$$\Delta \sigma_{rit.} = 63 \text{ MPa.}$$

8.6.2 Viscosità del calcestruzzo

Per il calcolo delle cadute di tensione è prevista una deformazione finale pari a 2.3 volte la deformata elastica (caso di struttura precompressa prima di 14gg di stagionatura); la caduta di tensione corrispondente, valutata considerando la deformazione media al livello del baricentro dei trefoli pari a 56.4 Mpa.

8.6.3 Rilassamento dell'acciaio

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione per rilassamento, a tempo infinito, può assumersi, per una tensione iniziale $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$, pari a :

$$\Delta \sigma_{r\infty} = 0.18 \sigma_{spi} = 0.18 \times 0.75 \times 1860 = 251.1 \text{ MPa}$$

Si ammette che, al variare della tensione iniziale, la caduta per rilassamento vari con legge parabolica e che il relativo diagramma, tracciato in funzione di σ_{spi} , abbia ordinata nulla e tangente orizzontale per $\sigma_{spi} = 0.5 f_{ptk}$.

Per tener conto dell'influenza reciproca tra le cadute di tensione per ritiro, viscosità del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio, si può per questa ultima adottare un valore ridotto pari a :

$$\Delta' \sigma_{r\infty} = \Delta \sigma_{r\infty} \left(1 - \frac{2.5 \Delta \sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right), \text{ con } \Delta \sigma_{ssf} = \Delta \sigma_{rit.} + \Delta \sigma_{visc.}$$

$$\Delta \sigma_{r\infty} = 244.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta' \sigma_{r\infty} = 191.8 \text{ MPa}$$

8.6.4 Totale delle cadute di tensione

$$\Delta \sigma_{TOT} = 311.4 \text{ MPa}$$

8.7 CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Occorre verificare che la tensione nelle armature di precompressione, al netto delle perdite di tensione, sia inferiore al limite di norma: $\sigma_{sp} \leq 0.8 f_{p(1)k} = 1336.0 \text{ MPa}$.

Il tabulato di verifica riporta la tensione finale nelle varie combinazione di carico.

8.8 EFFETTO DEL RITIRO E DELLA VISCOSITÀ

Nelle verifiche non si considera il $\Delta \epsilon$ tra la soletta ed il trasverso in quanto non vi è ritiro differenziale tra gli stessi.

8.9 VERIFICHE TENSIONALI

8.9.1 Verifiche al rilascio dei trefoli

Trefoli	$\sigma_a, \text{min:}$	-1370.40 MPa	VERIFICATO
	$\sigma_a, \text{traz adm}$	-1488.00 MPa	

Armatura lenta trave	$\sigma_a, \text{min:}$	15.42 MPa	VERIFICATO
	$\sigma_a, \text{max:}$	31.44 MPa	VERIFICATO

$\sigma_{a,adm}$	331.09	MPa
------------------	--------	-----

Calcestruzzo trave	$\sigma_{cls,max}$	5.33	MPa	VERIFICATO
	$\sigma_{cls,min}$	2.29	MPa	VERIFICATO
	$\sigma_c \text{ traz, adm} =$	0.00	MPa	
	$\sigma_c \text{ compr, adm} =$	17.93	MPa	

8.9.2 Verifiche in esercizio

Di seguito, si riportano tabellate le tensioni massime e minime in MPa.

Legenda:

$y_{trefolo}$ = Ordinata del generico livello di trefoli rispetto all'intradosso della trave

$y_{s,inf.soletta}$ = Ordinata del lembo inferiore dell'armatura lenta della soletta

$y_{s,sup.soletta}$ = Ordinata del lembo superiore dell'armatura lenta della soletta

$y_{s,inf.trave}$ = Ordinata del lembo inferiore dell'armatura lenta della trave in c.a.p.

$y_{s,sup.trave}$ = Ordinata del lembo superiore dell'armatura lenta della trave in c.a.p.

$y_{inf.soletta}$ = Ordinata del lembo inferiore della soletta

$y_{sup.soletta}$ = Ordinata del lembo superiore della soletta

$y_{inf.trave}$ = Ordinata del lembo inferiore della trave in c.a.p.

$y_{sup.trave}$ = Ordinata del lembo superiore della trave in c.a.p.

prec. iniz. = precompressione

$p \cdot p \cdot trv \ t_{\infty}$ = peso proprio trave + traversi (verifica a t_{∞})

$p \cdot p \cdot trv \ t_0$ = peso proprio trave + traversi (verifica a t_0)

perdite I fase = perdite di prima fase (per le ipotesi fatte sono le perdite totali)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	50 di 73

$p \cdot p_{\text{soletta } t_{\infty}}$	=	peso proprio soletta strutturale (verifica a t_{∞})
$p \cdot p_{\text{soletta } t_0}$	=	peso proprio soletta strutturale (verifica a t_0)
perm.port. t_{∞}	=	permanenti portati + soletta non strutturale (verifica a t_{∞})
perm.port. t_0	=	permanenti portati + soletta non strutturale (verifica a t_0)
ritiro	=	ritiro della soletta
vento p. scarico	=	vento a ponte scarico
vento p. carico	=	vento a ponte carico
accidentali	=	accidentali
centrifuga	=	centrifuga

Le verifiche in esercizio sono state condotte definendo lo stato tensionale derivante dalle combinazioni QUASI PERMANENTE e RARA:

Riepilogo sollecitazioni:

Sezione resistente solo trasverso:

	R_{ckj}		t_0			t_{∞}	
	prec.iniz	p.p. trv	p.p. trv t_0	perdite I fase	p.p. soletta t_0	p.p. trv t_{∞}	p.p. soletta t_{∞}
N (kN) =	1544.4	0.0	0.0	-346.1	0.0	0.0	0.0
d (m) =	-0.0519	-	-	-0.0520	-	-	-
M (kNm) =	-80.2	-15.0	-15.0	18.0	0.0	-15.0	0.0

Sezione resistente trasverso + soletta:

t_0							t_{∞}	
perm. port. t_0	temp<0	+vento p. scarico	+vento p. carico	accidentali	centrifuga	perdite 2a fase	perm. port. t_{∞}	ritiro
0.0	2058.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-	0.1637	-	-	-	-	-	-	0.1710
-236.0	337.0	0.0	0.0	-76.0	0.0	0.0	-236.0	0.0

Riepilogo verifiche:

combinazione quasi permanente

t_{∞}		$\Delta T < 0$		$\Delta T > 0$	
Trefoli	min	-1058.22	verif	-1062.88	verif
	max	-1031.66	verif	-1029.41	verif
Armatura lenta trave	min	12.67	verif	6.28	verif
	max	48.02	verif	50.81	verif
Armatura soletta	min	-63.82	verif	-46.95	verif
	max	-59.57	verif	-39.95	verif
Calcestruzzo trave	min	2.34	verif	1.11	verif
	max	5.43	verif	5.68	verif
Calcestruzzo soletta	min	-0.32	verif	-0.54	verif
	max	-0.22	verif	0.24	verif

t_0		$\Delta T < 0$		$\Delta T > 0$	
Trefoli	min	-1058.99	verif	-1063.66	verif
	max	-1047.83	verif	-1045.58	verif
Armatura lenta trave	min	15.77	verif	9.37	verif
	max	30.63	verif	33.42	verif
Armatura soletta	min	-62.21	verif	-43.66	verif
	max	-61.66	verif	-40.35	verif
Calcestruzzo trave	min	2.36	verif	1.00	verif
	max	5.19	verif	5.86	verif
Calcestruzzo soletta	min	-0.34	verif	-0.56	verif
	max	-0.21	verif	0.25	verif

combinazione rara

t_{∞}		$\Delta T < 0$		$\Delta T > 0$	
Trefoli	min	-1057.15	verif	-1062.75	verif
	max	-1029.72	verif	-1027.03	verif

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	52 di 73

Armatura lenta trave	min	13.52	verif	5.84	verif
	max	50.02	verif	53.37	verif
Armatura soletta	min	-82.55	verif	-62.31	verif
	max	-77.96	verif	-54.41	verif
Calcestruzzo trave	min	2.47	verif	1.00	verif
	max	5.43	verif	6.16	verif
Calcestruzzo soletta	min	-0.44	verif	-0.71	verif
	max	-0.26	verif	0.29	verif

t_0		$\Delta T < 0$		$\Delta T > 0$	
Trefoli	min	-1057.93	verif	-1063.52	verif
	max	-1045.89	verif	-1043.20	verif
Armatura lenta trave	min	16.62	verif	8.94	verif
	max	32.63	verif	35.98	verif
Armatura soletta	min	-81.11	verif	-58.85	verif
	max	-80.21	verif	-54.64	verif
Calcestruzzo trave	min	2.48	verif	1.01	verif
	max	5.55	verif	6.28	verif
Calcestruzzo soletta	min	-0.47	verif	-0.73	verif
	max	-0.25	verif	0.30	verif

Riepilogo tensioni elementari:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	53 di 73

TREFOLI

Tensioni elementari

y trefolo (m)	prec.iniz.	p.p. trav t ₀	p.p. trav t _∞	perdite l fase	p.p. soletta t ₀	p.p. soletta t _∞	perm. port.t ₀	perm. port.t _∞	ritiro	temp<0	+vento p. scarico	+vento p. carico	accidentali	centrifuga
0.119	-1359.5	1.0	4.6	305.0	0.0	0.0	6.7	19.4	0.0	-2.2	0.0	0.0	2.2	0.0
0.743	-1369.6	-0.8	-3.4	307.2	0.0	0.0	1.9	5.3	0.0	4.7	0.0	0.0	0.6	0.0
0.43	-1364.5	0.1	0.6	306.1	0.0	0.0	4.3	12.3	0.0	1.2	0.0	0.0	1.4	0.0

ARMATURA LENTA TRAVE E SOLETTA

Tensioni elementari

y verifica (m)	prec.iniz.	p.p. trav t ₀	p.p. trav t _∞	perdite l fase	p.p. soletta t ₀	p.p. soletta t _∞	perm. port.t ₀	perm. port.t _∞	ritiro	temp<0	+vento p. scarico	+vento p. carico	accidentali	centrifuga
Ys.inf soletta	-	-	-	-	-	-	-0.21	-0.76	0.00	7.62	0.00	0.00	-0.07	0.00
Ys.sup soletta	-	-	-	-	-	-	-2.14	-6.39	0.00	10.37	0.00	0.00	-0.69	0.00
Ys.inf trave	30.18	1.19	5.18	-6.43	0.00	0.00	7.08	20.48	0.00	-2.79	0.00	0.00	2.28	0.00
Ys.sup trave	16.69	-1.20	-5.37	-3.56	0.00	0.00	0.65	1.72	0.00	6.40	0.00	0.00	0.21	0.00

CLS TRAVE E SOLETTA

Tensioni elementari

y verifica	prec.iniz.	p.p. trav t ₀	p.p. trav t _∞	perdite l fase	p.p. soletta t ₀	p.p. soletta t _∞	perm. port.t ₀	perm. port.t _∞	ritiro	temp<0	+vento p. scarico	+vento p. carico	accidentali	centrifuga
Yinf.soletta	-	-	-	-	-	-	0.02	0.01	0.00	1.23	0.00	0.00	0.01	0.00
Ysup.soletta	-	-	-	-	-	-	-0.45	-0.43	0.00	1.90	0.00	0.00	-0.15	0.00
Yinf.trave	5.09	0.24	0.23	-1.14	0.00	0.00	1.31	1.20	0.00	-0.61	0.00	0.00	0.42	0.00
Ysup.trave	2.53	-0.24	-0.24	-0.57	0.00	0.00	0.02	0.01	0.00	1.23	0.00	0.00	0.01	0.00
YG.trefoli	3.95	0.03	0.02	-0.89	0.00	0.00	0.73	0.67	0.00	0.21	0.00	0.00	0.24	0.00

σ traz soletta, ritiro + ΔT	-1.68	(ΔT < 0)
t = ∞	1.68	(ΔT > 0)

σ traz soletta, ritiro + ΔT	-1.68	(ΔT < 0)
t = 0	1.68	(ΔT > 0)

Riepilogo tensioni in esercizio:

VERIFICA t = 0

TREFOLI:

Tensioni elementari

Y _{verif} (m)	prec.iniz.	p.p. sv. l ₀	perdite l _{1,2,3,4}	p.p. soletta l ₀	perm. port.l	20%ritiro	vento p. scaric.	+vento p. carico	accidentali	centrifuga	temp<0
0.119	-1359.47	1.05	305.02	0.00	6.70	0.00	0.00	0.00	2.16	0.00	-2.2
0.743	-1369.61	-0.75	307.18	0.00	1.86	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	4.7
0.431	-1364.54	0.15	306.10	0.00	4.28	0.00	0.00	0.00	1.38	0.00	1.2

RITIRO	0.5	RITIRO	0.6
DT	0.5	DT	0.6
VENTO	0.0	VENTO	0.6

Y _{verif} (m)	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
0.119	-1047.8	-1047.8	-1045.9	-1045.9				
0.743	-1059.0	-1059.0	-1057.9	-1057.9				
0.431	-1053.4	-1053.4	-1051.9	-1051.9				

ΔT > 0

Y _{verif} (m)	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
0.119	-1045.6	-1045.6	-1043.2	-1043.2				
0.743	-1063.7	-1063.7	-1063.5	-1063.5				
0.431	-1054.6	-1054.6	-1053.4	-1053.4				

ARMATURA LENTA TRAVE E SOLETTA:

Tensioni elementari

Y _{verif}	prec.iniz.	p.p. sv. l ₀	perdite l _{1,2,3,4}	p.p. soletta l ₀	perm. port.l	20%ritiro	vento p. scaric.	+vento p. carico	accidentali	centrifuga	temp<0
Y _{inf soletta}	-	-	-	-	-0.21	0.00	0.00	0.00	-0.07	0.00	7.6
Y _{sup soletta}	-	-	-	-	-2.14	0.00	0.00	0.00	-0.69	0.00	10.4
Y _{inf trave}	30.18	1.19	-6.43	0.00	7.08	0.00	0.00	0.00	2.28	0.00	-2.8
Y _{sup trave}	16.69	-1.20	-3.56	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00	0.21	0.00	6.4

RITIRO	0.5	RITIRO	0.6
DT	0.5	DT	0.6
VENTO	0.0	VENTO	0.6

Y _{verif}	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
Y _{inf soletta}	-61.7	-61.7	-80.2	-80.2				
Y _{sup soletta}	-62.2	-62.2	-81.1	-81.1				
Y _{inf trave}	30.6	30.6	32.6	32.6				
Y _{sup trave}	15.8	15.8	16.6	16.6				

ΔT > 0

Y _{verif}	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
Y _{inf soletta}	-40.4	-40.4	-54.6	-54.6				
Y _{sup soletta}	-43.7	-43.7	-58.8	-58.8				
Y _{inf trave}	33.4	33.4	36.0	36.0				
Y _{sup trave}	9.4	9.4	8.9	8.9				

CLS TRAVE E SOLETTA:

Tensioni elementari

Y _{verif}	prec.iniz.	p.p. sv. l ₀	perdite l _{1,2,3,4}	p.p. soletta l ₀	perm. port.l	20%ritiro	vento p. scaric.	+vento p. carico	accidentali	centrifuga	temp<0
Y _{inf soletta}	-	-	-	-	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	1.2
Y _{sup soletta}	-	-	-	-	-0.45	0.00	0.00	0.00	-0.15	0.00	1.9
Y _{inf trave}	5.09	0.24	-1.14	0.00	1.31	0.00	0.00	0.00	0.42	0.00	-0.6
Y _{sup trave}	2.53	-0.24	-0.57	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	1.2
Y _{G trefoli}	3.95	0.03	-0.89	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	0.2

σ _{traz soletta, ritro}	-1.68	(ΔT < 0)
	1.68	(ΔT > 0)

RITIRO	0.5	RITIRO	0.6
DT	0.5	DT	0.6
VENTO	0.0	VENTO	0.6

Y _{verif}	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
Y _{inf soletta}	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Y _{sup soletta}	-0.3	-0.3	-0.5	-0.5				
Y _{inf trave}	5.2	5.2	5.5	5.5				
Y _{sup trave}	2.4	2.4	2.5	2.5				
Y _{G trefoli}	3.9	3.9	4.2	4.2				

ΔT > 0

Y _{verif}	QUASI PERM		RARA					
	+vento	-vento	+0.6vento	-0.6vento				
Y _{inf soletta}	0.2	0.2	0.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Y _{sup soletta}	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7				
Y _{inf trave}	5.9	5.9	6.3	6.3				
Y _{sup trave}	1.0	1.0	1.0	1.0				
Y _{G trefoli}	3.7	3.7	3.9	3.9				

σ _{media}	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	MPa	σ _{media}	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	MPa
N _{traz sull'armatura}	-337296	-337296	-437214	-437214	0	0	0	0	N	traz sull'armatura	-194660	-194660	-266050	-266050	0	0	0	0	N
σ _{traz sull'armatura}	-64	-64	-64	-64	0	0	0	0	MPa	traz sull'armatura	-37	-37	-51	-51	0	0	0	0	MPa

8.10 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

Le ipotesi assunte, nel rispetto delle prescrizioni regolamentari, sono:

- conservazione delle sezioni piane, con assenza di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo; andamento delle deformazioni lineare;
- deformazione limite del conglomerato: 3.5 ‰;
- deformazione limite dell'acciaio: 10 ‰;
- legame costitutivo del calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo con tensione convenzionale di rottura del conglomerato pari a: $0.85 f_{cd}$ (variabile parabolicamente per deformazioni inferiori al 2.0 ‰ e costante per valori della deformazione compresi tra il 2.0‰ e il 3.5‰);
- legame costitutivo dell'acciaio: lineare fino a f_{yd} con pendenza E_s e costante per valori della deformazione compresi tra il f_{yd} / E_s e il 10‰.

Valutazione delle sollecitazioni massime agli stati limite ultimi:

	N [kN]	M [kNm]	coefficienti	N [kN]	M [kNm]
Peso trasverso	0.00	-15.00	1.35	0.00	-20.25
Permanenti	0.00	-236.00	1.50	0.00	-354.00
Ritiro	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00
Accidentali	0.00	-76.00	1.35	0.00	-102.60
Centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Precompressione	1544.40	-80.20	1.00	1544.40	-80.20
Perdite	-346.14	18.01	1.00	-346.14	18.01
Totale				1198.26	-539.03

8.11 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio.

La massima azione tagliante allo SLU è pari a: 183 kN

Senza specifica armatura a taglio

Altezza utile (d)	1320	mm
k	1.39	
f_{ck}	33.20	MPa
A_{sl}	0.0	cmq
b_w	0.40	m
r_l	0.00000	-
S_{cp}	2.970	MPa
V_{min}	0.330	MPa
V1	235.2	kN
V2	174.4	kN
Taglio resistente = max (V1;V2)	235.2	kN
Taglio agente	183.0	kN
Verifica soddisfatta	FS	1.29

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

9 VERIFICHE DELLA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

9.1 CARICHI

Si analizza una larghezza della soletta pari a 1m.

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.

Carico G1:

	Spessore medio m	Peso a ml kN/m
Soletta	0.29	7.25

9.1.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) g2

Carichi G2:

	Spessore medio m	Peso a ml kN/m
Pavimentazione	0.10	2.5
Predalles	0.06	1.5

9.1.3 Azioni variabili da traffico

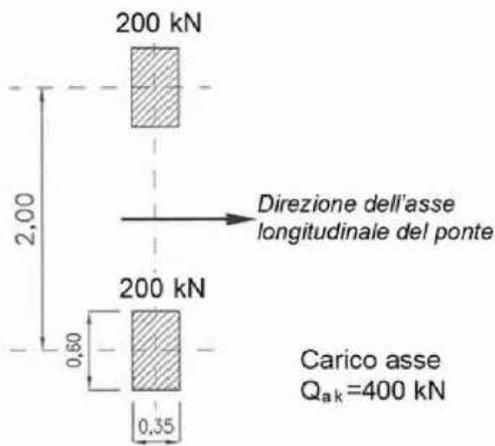
Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi definiti per l'impalcato, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato.

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° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

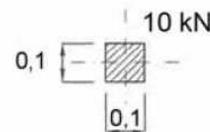
Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

Schema di carico 2



Schema di carico 2
(dimensioni in [m])

Schema di carico 3:



Schema di carico 4
(dimensioni in [m])

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:

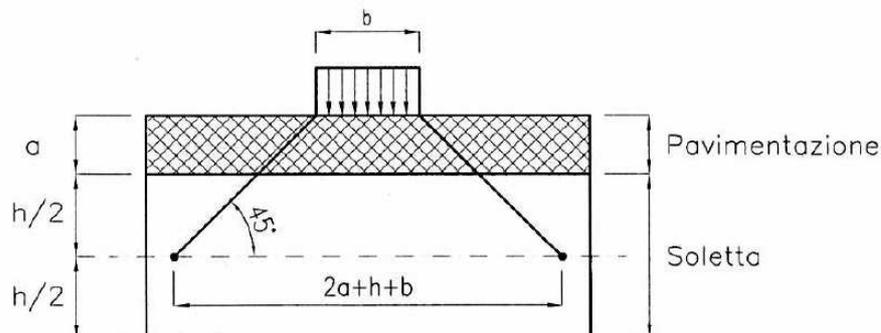
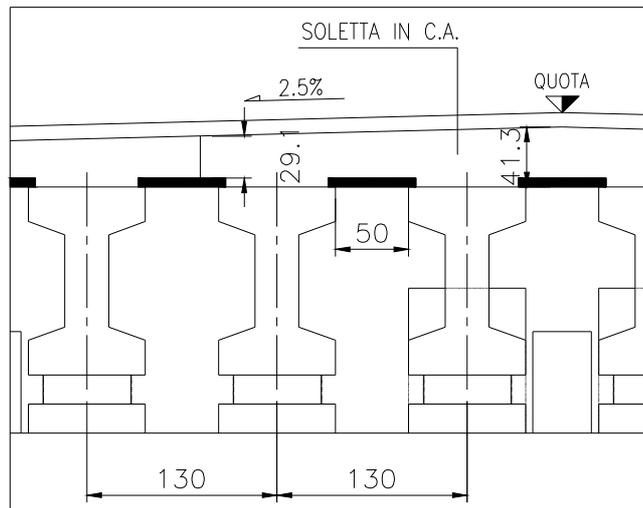


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati
nelle solette

9.1.4 Analisi e verifica del tratto di soletta tra le travi



Schema di carico 2

$Q_{ak} =$	200 kN	nero	0,10 m
Impronte:	0,35 m lon	soletta	0,29 m
	0,60 m trasv	predalla	0,06 m
$B_{trasv} =$	1,09 m	Luce soletta	0,50 m
$B_{long} =$	0,84 m	Dimensioni area diffusa	Fattore di vincolo 12 incastro
p_{Qak}	218,4 kN/m ²		

Analisi dei carichi

- peso nero	2,5 kN/m ²
- peso soletta	7,25 kN/m ²
- peso predalla	1,5 kN/m ²
	<u>11,25 kN/m²</u>

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	62 di 73

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
1,5	1	1	1	Coeff. G2 (per la sola predalle allo SLU è stato assunto pari a 1.35)

$B_{coll.} = 1,09$ m Larghezza collaborante carichi variabili

Sollecitazione di verifica:

$$M_{slu} = 0,3 + 4,7 = 5,1 \text{ kNm/m}$$

$$T_{slu} = 3,9 + 56,8 = 60,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{sle_R} = 0,2 + 3,5 = 3,7 \text{ kNm/m}$$

$$T_{sle_R} = 2,8 + 42,1 = 44,9 \text{ kN/m}$$

$$M_{sle_F} = 0,2 + 2,6 = 2,9 \text{ kNm/m}$$

$$T_{sle_F} = 2,8 + 31,6 = 34,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{sle_QP} = 0,2 + 0 = 0,2 \text{ kNm/m}$$

$$T_{sle_QP} = 2,8 + 0 = 2,8 \text{ kN/m}$$

Il primo addendo è riferito ai carichi permanenti mentre il secondo ai carichi accidentali.

Si è assunto un modello di trave doppiamente incastrata:

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

$$T = 1/2 p L$$

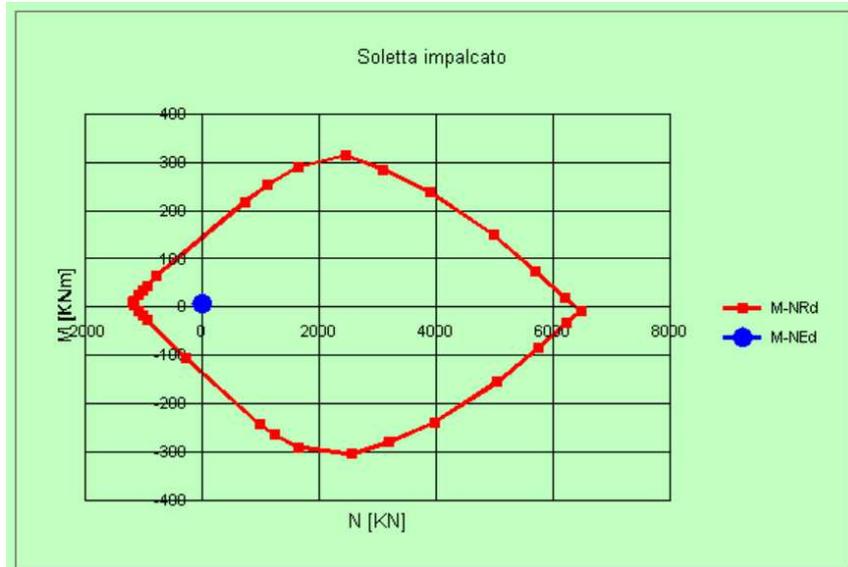
9.1.4.1 Verifiche SLU

$$M_{slu} = 5,1 \text{ kNm/m}$$

$$T_{slu} = 60,7 \text{ kN/m} \quad \text{Armatura minima}$$

Si arma la soletta con: 1+1Ø14/20 superiori e inferiori trasversali

1+1Ø14/20 superiori e inferiori correnti



Titolo: Soletta impalcato

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	29

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,39	4,5
2	15,39	26

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C32/40	
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}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M M_{xRd} 146,6 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 17,41 ‰
 d 26 cm
 x 4,351 x/d 0,1673
 δ 0,7

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

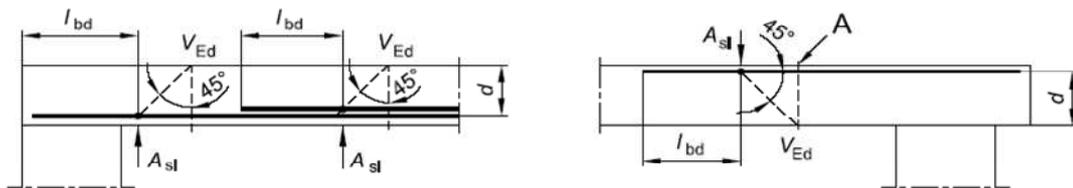
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	60,7	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,91	[-]
		1,91	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,003207	[-]
		0,003207	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	121,20	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	128,05	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	128,05	[kN]

9.1.4.2 Verifiche SLE

STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 3.1 / 1.2 = - 2.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_REQ} \text{ (MPa)} = -0.19$$

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

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 * f_{ck} = 18.26 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 * f_{ck} = 13.28 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0107002	A	65 di 73

σ_{c_Rara} (MPa) 0.52

$\sigma_{c_QuasiPerm}$ (MPa) 0.03

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

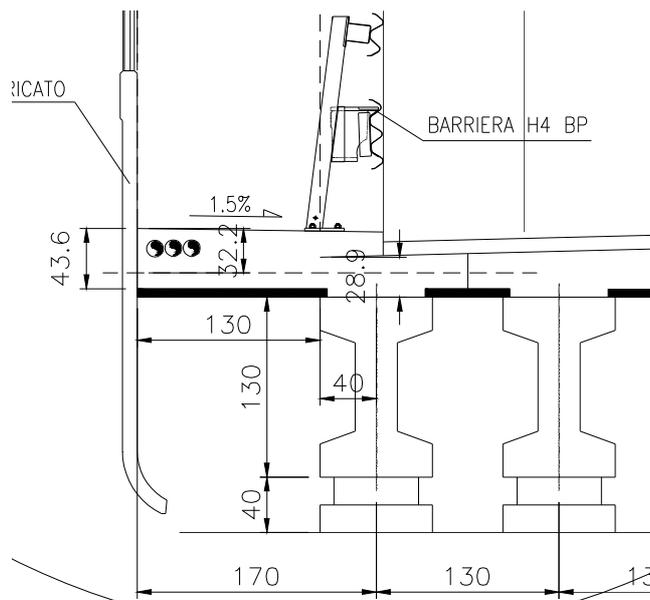
Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

σ_{s_Rara} (MPa) -22.3

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

9.1.5 Analisi e verifica del tratto di soletta a sbalzo



Schema di carico 3

$Q_{ak} =$	10 kN	nero	0,00 m
Impronte:	0,10 m lon	soletta	0,44 m
	0,10 m trasv	predalla	0,06 m
$B_{trasv} =$	0,42 m	Luce soletta	1,30 m
$B_{long} =$	0,42 m	Dimensioni area diffusa	Fattore di vincolo 12 incastro

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	66 di 73

$Q_{ak} =$	10 kN		nero	0,00 m
Impronte:	0,10 m lon	soletta	0,44 m	
	m			
	0,10 trasv	predalla	0,06 m	
$B_{trasy} =$	0,42 m		Luce sbalzo	1,30 m
$B_{long} =$	0,42 m	Dimensioni area diffusa	Fattore di vincolo	mensola
p_{Qak}	56,7 kN/m ²			

- peso nero	0 kN/m ²
- peso soletta	11 kN/m ²
- peso predalla	1,5 kN/m ²
	<hr/>
	12,5 kN/m ²

barriera	1,5 kN/m
- veletta	9 kN/m
- rete	0,8 kN/m

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
1,5	1	1	1	Coeff. G2 (per la sola predalle allo SLU è stato assunto pari a 1.35)

$B =$ 2,60 m larghezza collaborante

Sollecitazione di verifica:

M_{slu}	33,6	+	2,8	=	36,4 kNm/m
T_{slu}	39,2	+	5,2	=	44,4 kN/m
M_{sle_R}	23,3	+	2,1	=	25,4 kNm/m
T_{sle_R}	27,6	+	3,8	=	31,4 kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	67 di 73

$$M_{_Sle_F} \quad 23,3 \quad + \quad 1,6 \quad = \quad 24,9 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_{_Sle_F} \quad 27,6 \quad + \quad 2,9 \quad = \quad 30,4 \quad \text{kN/m}$$

$$M_{_Sle_QP} \quad 23,3 \quad + \quad 0 \quad = \quad 23,3 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_{_Sle_QP} \quad 27,6 \quad + \quad 0 \quad = \quad 27,6 \quad \text{kN/m}$$

Il primo addendo è riferito ai carichi permanenti mentre il secondo ai carichi accidentali.

Si è assunto un modello di trave a mensola:

$$M = 1/2 p L^2/2 \quad (\text{per i carichi distribuiti})$$

$$M = P L \quad (\text{per i carichi concentrati})$$

$$T = p L \quad (\text{per i carichi distribuiti})$$

$$T = P \quad (\text{per i carichi concentrati})$$

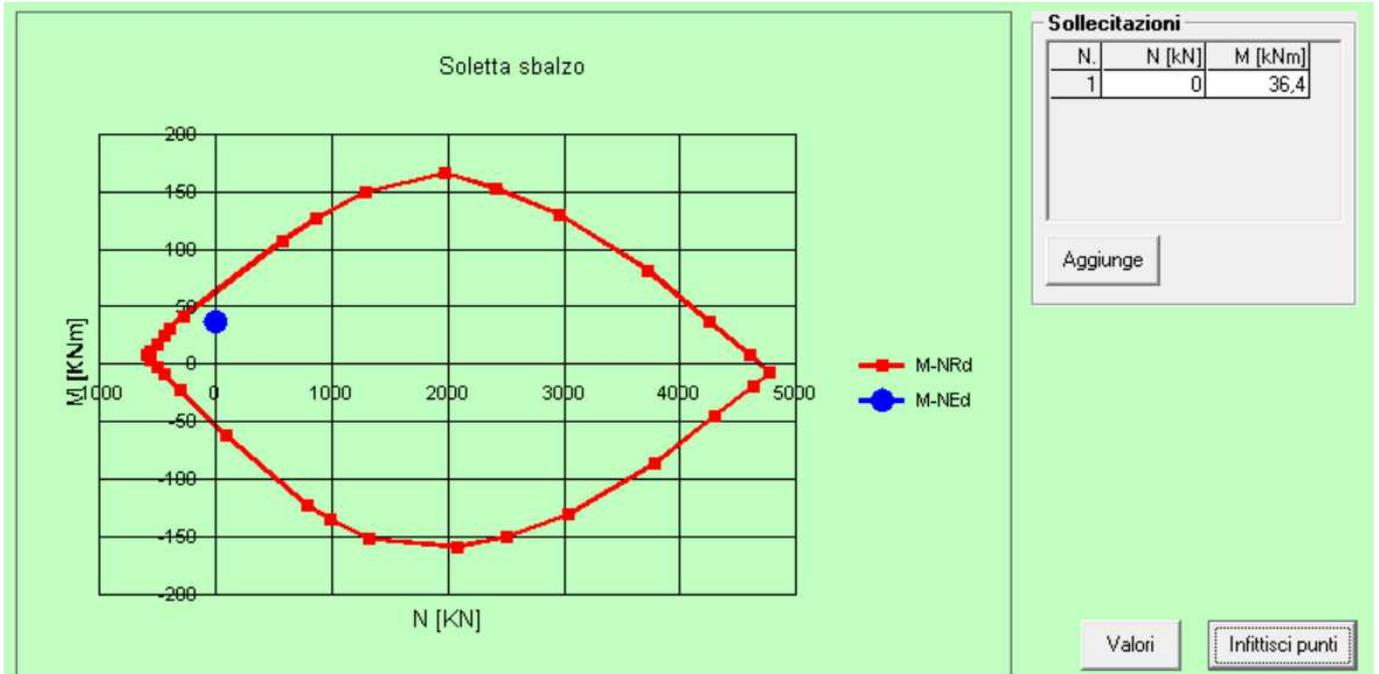
9.1.5.1 Verifiche SLU

$$M_{_slu} = 36.4 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_{_slu} = 44.4 \quad \text{kN/m} \quad \text{Armatura minima}$$

Si arma la soletta con: $1+1\varnothing 14/20$ superiori e inferiori trasversali

$1+1\varnothing 14/20$ superiori e inferiori correnti



Titolo : Soletta sbalzo

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,7	4,5
2	7,7	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	36,4	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Materiali

B450C	C32/40
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} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

Metodo di calcolo
M_{xRd} 64,95 kN m

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

σ _c	-18,13	N/mm²
σ _s	391,3	N/mm²
ε _c	3,5	‰
ε _s	18,54	‰
d	21	cm
x	3,334	x/d 0,1588
δ	0,7	

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

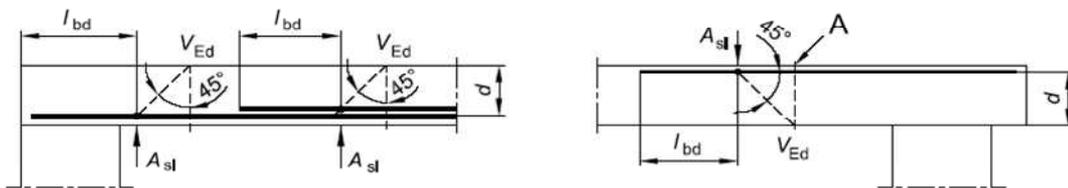
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	44,4	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	2,05	[-]
		2,00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0042761	[-]
		0,0042761	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	104,60	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	102,67	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	104,60	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

9.1.5.2 Verifiche SLE

STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 3,1 / 1,2 = - 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_REQ} \text{ (MPa)} = -2,37$$

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

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 * f_{ck} = 18,26 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 * f_{ck} = 13,28 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0107002	A	70 di 73

In particolare si ha:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} \quad 5.36$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} \quad 4.92$$

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:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} \quad -195.27$$

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E APPOGGI	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0107002	REV. A

10 STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO

La deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto alla combinazione rara deve rispettare il seguente limite:

$$f \leq L/700 = 19.8\text{m} \times 1000/700 = 26.3\text{mm}$$

Dove:

L = luce di calcolo

f = massima freccia verticale

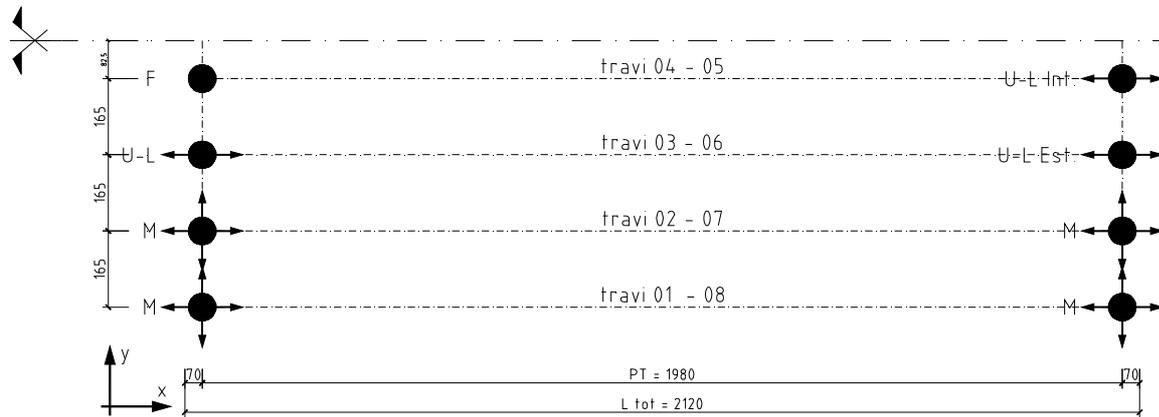
Dal modello la massima deformazione verticale relativa la gruppo di azione 1 con i carichi Q_{ik} disposti in mezzzeria risulta pari a:

$$f_{\max} = 4.3\text{mm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

11 SCARICHI SUGLI APPOGGI

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



(disposizione degli apparecchi di appoggio)

F – appoggio fisso;

U-L – unidirezionale longitudinale;

M – multidirezionale

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 n.4 combinazioni SLU STR in base alle quali sono stati ricavati:

- i valori massimi e minimi 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 e minimi 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:

TABELLA REAZIONI (KN) SPALLA CON APPOGGI FISSI

Carichi in fase statica

	Fz max (vert)	Fz min (vert)	Fx (long)	Fy (trasv)
Fisso	850	580	285	50
Uni -Long. Est.	1080	580	-	50
Multi - direzionale	1410	480	-	-

Carichi in fase sismica

	Fz max (vert)	Fz min (vert)	Fx (long)	Fy (trasv)
Fisso	430	390	85	160
Uni -Long. Est.	430	390	-	160
Multi - direzionale	800	290	-	-

TABELLA REAZIONI (KN) SPALLA CON APPOGGI MOBILI

Carichi in fase statica

	Fz max (vert)	Fz min (vert)	Fx (long)	Fy (trasv)
Uni -Long. Int.	850	580	-	50
Uni -Long. Est.	1080	580	-	50
Multi - direzionale	1410	480	-	-

Carichi in fase sismica

	Fz max (vert)	Fz min (vert)	Fx (long)	Fy (trasv)
Uni -Long. Int.	430	390	-	160
Uni -Long. Est.	430	390	-	160
Multi - direzionale	800	290	-	-