



DIREZIONE DELLE POLITICHE MOBILITA'
INFRASTRUTTURE E TRASPORTO
PUBBLICO LOCALE

S.R. n° 69 "Di Val d'Arno" Variante in riva destra d'Arno LOTTO 5

Provincia di Firenze e Arezzo
Comune di Figline e Incisa Valdarno, Castelfranco
Piandiscò e San Giovanni Valdarno



PROGETTO DEFINITIVO

PONTE SUL TORRENTE FAELLA RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

NOME FILE: *INTESTAZIONE*

C.U.P. *D31B1800053002*

EL. N.

DD_01_01_0

R.U.P.: **Ing. Antonio De Crescenzo**

Data revisione elaborato:

5/07/2021

PROGETTISTA:

Ing. Alessio Gensini
.....



ING. BEATRICE BENELLI
STUDIO TECNICO
PROGETTAZIONE & EDILIZIA

ING. BEATRICE BENELLI

Via B. Croce 79/a;

Arezzo

tel. 0575362707

cell. 3346854176

beatriceingbenelli@gmail.com

beatrice.benelli@pec.ordingar.it

SETTORE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE VIABILITA' REGIONALE
FIRENZE - PRATO - PISTOIA

1.INTRODUZIONE.....	5
1.1. <i>Impalcato in acciaio</i>	6
1.2. <i>Criteri di calcolo</i>	8
2.NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
3.MATERIALI.....	11
3.1. <i>Calcestruzzo Armato</i>	11
3.2. <i>Acciaio da C.A.</i>	12
3.3. <i>Acciaio per carpenteria metallica</i>	13
3.4. <i>Acciaio per connettori:</i>	13
3.5. <i>Unioni saldate</i>	13
3.6. <i>Unioni bullonate (non precaricate)</i>	14
4.Classe di esecuzione.....	15
4.1. <i>Scelta della classe di esecuzione</i>	15
4.2. <i>Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)</i>	15
4.3. <i>Determinazione della classe di esecuzione</i>	16
4.4. <i>Grado di preparazione</i>	17
5.CONSIDERAZIONI DI PROGETTO.....	18
5.1. <i>Analisi dell'impalcato</i>	18
5.2. <i>Larghezza di soletta collaborante</i>	19
6.GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	20
6.1. <i>Impalcato</i>	20
6.1.1 <i>Travi longitudinali</i>	20
6.1.2 <i>Piolatura</i>	21
6.1.3 <i>Diaframma</i>	34
6.1.4 <i>Traversi su spalla</i>	34
6.1.5 <i>Travi a sbalzo</i>	35
7. ANALISI DEI CARICHI.....	36
7.1.1 <i>Pesi propri</i>	36
7.1.2 <i>Impalcati metallici</i>	36

7.1.3 Soletta in c.a.....	36
7.1.4 Carichi permanenti portati (G_2).....	37
7.1.5 Carico Accidentale.....	37
7.1.6 Carico Accidentale folla.....	37
7.1.7 Carico Accidentale mezzi.....	38
7.1.8 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3	44
7.1.9 Azione centrifuga q_4	44
7.1.10 Azione del vento.....	45
7.1.11 Effetti della temperatura.....	48
7.1.12 Cedimenti differenziali.....	50
7.1.13 Effetti dovuti al ritiro.....	50
7.1.14 Effetti reologici.....	50
7.1.15 Ritiro del calcestruzzo.....	53
7.1.16 Azione sismica.....	54
8.COMBINAZIONI DI CARICO.....	56
8.1. Combinazioni SLU e di esercizio.....	58
8.2. Combinazioni sismiche.....	58
9.ANALISI MODALE E RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA.....	59
10.MODELLAZIONE.....	62
11. RISULTATI ANALISI.....	65
12.VERIFICHE IMPALCATO.....	68
12.1. Verifiche delle travi.....	68
12.2. Verifiche di resistenza allo SLU.....	69
13.VERIFICHE STRUTTURE SECONDARIE.....	94
13.1. VERIFICA TRAVE A SBALZO.....	94
13.2. VERIFICA BULLONATURA TRAVE LATERALE TRASVERSALE ALLINEAMENTO SPALLA.....	97
13.3. VERIFICA TAVERSI.....	99
13.4. VERIFICA CONTROVENTI DI PIANO.....	102

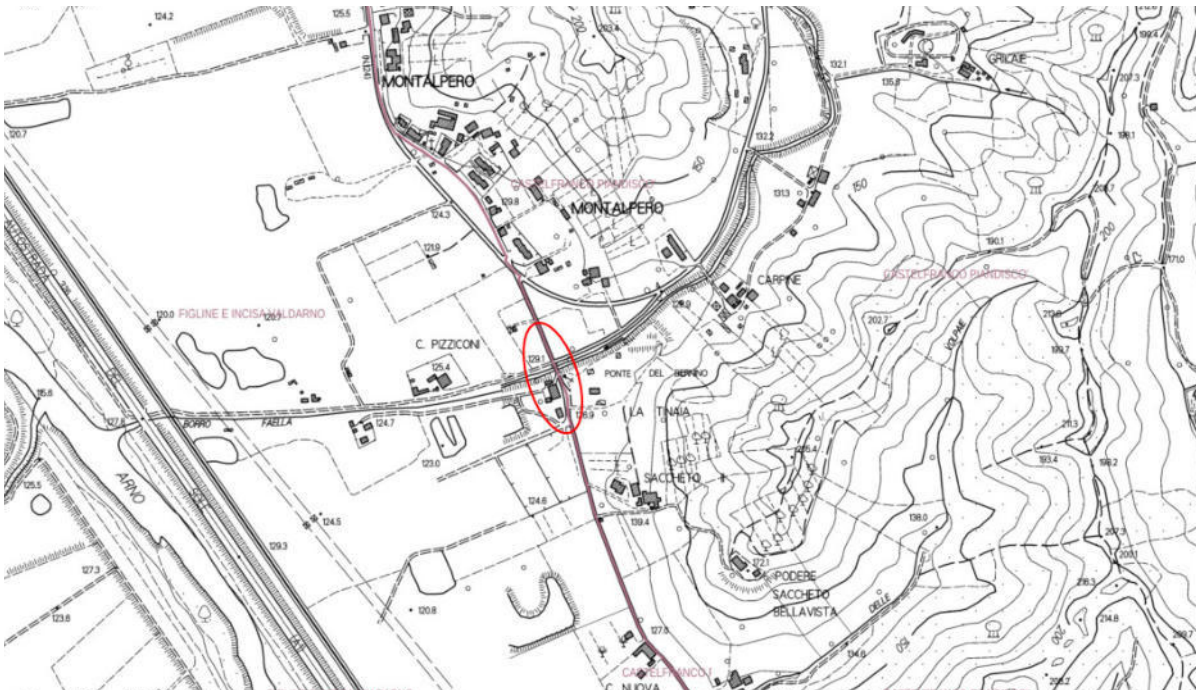


13.4.1	Verifiche dei connettori.....	104
13.4.2	Verifica di resistenza SLU.....	104
14.	VERIFICHE SOLETTA IN CALCESTRUZZO.....	113
15.	VERIFICA LASTRE PREDALLES.....	113
16.	VERIFICA SOLETTA.....	118
16.1.	Caratteristiche di sollecitazione in FASE A.....	118
16.1.1	Carichi permanenti.....	118
16.2.	Caratteristiche di sollecitazione in FASE B.....	119
16.2.1	Carico da traffico.....	119
16.2.2	Coefficienti dinamici.....	120
16.2.3	Diffusione del carico.....	120
16.2.4	Campata L=200 cm.....	121
16.2.5	Sbalzo.....	123
17.	EFFETTI DEI CARICHI DA TRAFFICO.....	126
17.1.	SBALZO.....	126
17.2.	CAMPATA (momento massimo).....	130
17.3.	CAMPATA (taglio massimo).....	133
17.4.	Azione del vento sulla barriera.....	134
17.5.	Urto del veicolo in svio.....	134
18.	AZIONI DI VERIFICA - COMBINAZIONI.....	136
19.	CARICHI AGLI APPOGGI.....	157

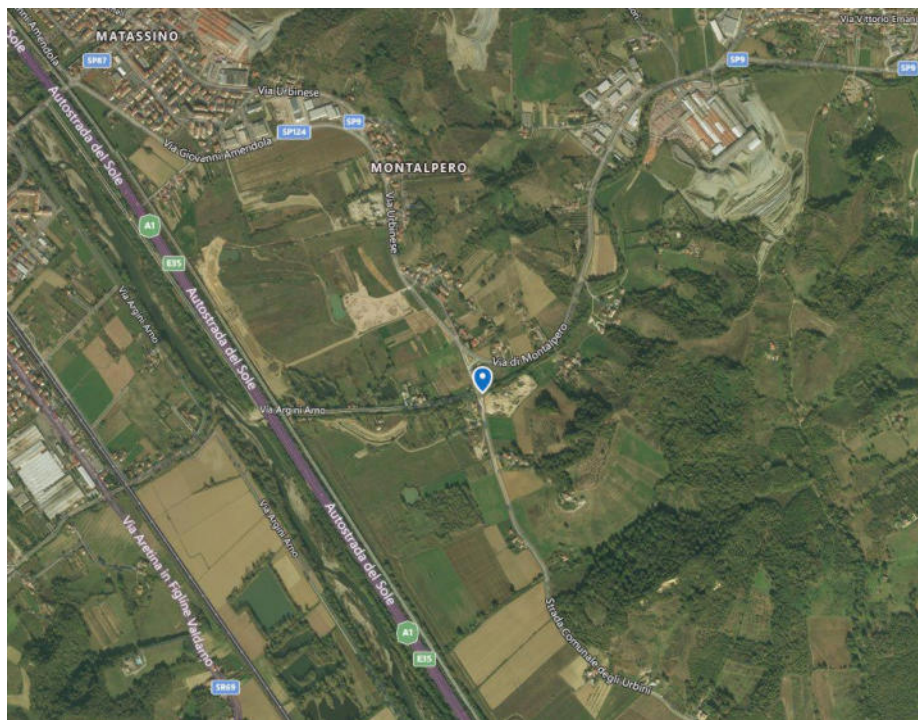
1.INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le verifiche strutturali condotte ai sensi delle vigenti NTC 2018 del Ponte sul Torrente “Faella”, sull’omonimo corso d’acqua, ricadente nel lotto 5 Variante Urbinese della S.R.T. n.69.

Nella figura seguente si evidenzia l’inquadramento territoriale dell’opera nel contesto planimetrico.



Inquadramento territoriale dell’opera



L'andamento planimetrico del ponte si inserisce all'interno di un raccordo planimetrico di raggio $R=200$ m circa, con pendenza trasversale del 7%.

Guardando il profilo longitudinale, il ponte è posizionato in un raccordo altimetrico con una differenza di quota, misurata in asse agli appoggi, di 310 mm.

Il ponte fa parte di una strada extraurbana secondaria di tipo C1.

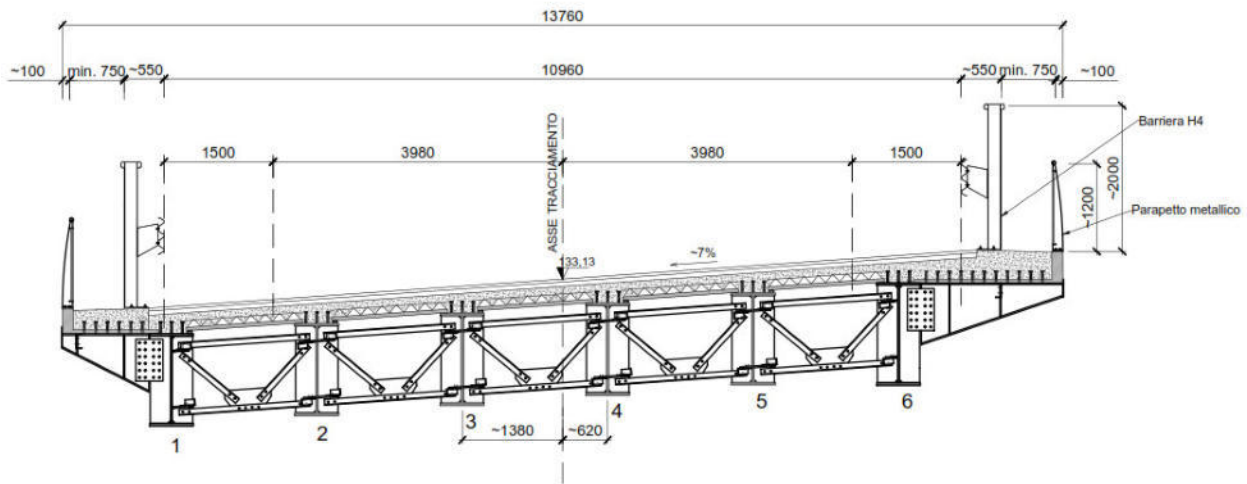
Sono di seguito esplicitati i calcoli e le verifiche dell'impalcato costituente il complesso infrastrutturale.

1.1. Impalcato in acciaio

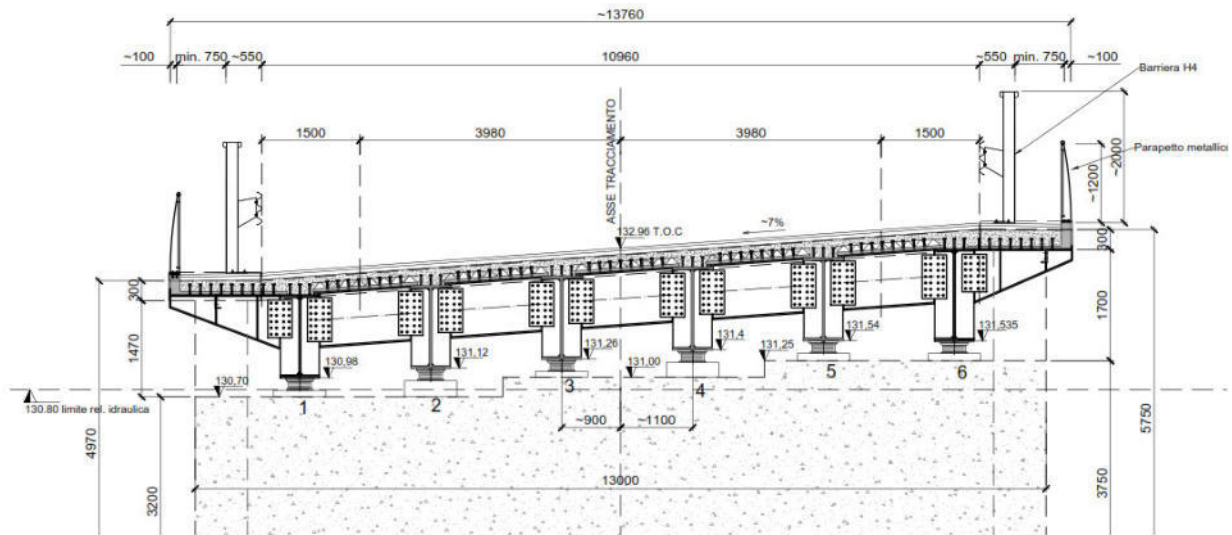
Dal punto di vista geometrico l'opera presenta una larghezza complessiva pari a circa 13.76 m, di cui circa 10.96 m di sede stradale. Ai lati sono previsti marciapiedi ad uso manutenzione. Il ponte è costituito da sei travi in acciaio poste ad interasse pari a 2.00 m. Le travi metalliche composte saldate con lamiere in acciaio tipo Corten S355J0W, hanno sezione resistente di altezza pari a 1.26/1.40 m e larghezza delle ali pari a 0.60 m. Si individuano inoltre due sbalzi laterali di larghezza variabile, su cui si prevede l'installazione di barriere di sicurezza esterne tipo H3 bordo ponte e di un parapetto metallico esterno. L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Le travi principali che costituiscono la struttura metallica sono costituite da un unico concio (con saldature di testa a completa penetrazione); la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi reticolari ad interasse costante lungo la campata di circa 4.00 m. Nel piano orizzontale sono presenti controventi superiori e inferiori.





Sezione trasversale dell'impalcato



Sezione all'appoggio

Nel senso longitudinale il ponte è costituito da sei travi parallele con campata variabile di luce massima pari a 29.419 m. All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo di connettori a taglio tipo Nelson opportunamente saldati sulle ali superiori delle travi. La soletta, dello spessore complessivo di 25 cm, sarà gettata su lastre predalles ordite ortogonalmente rispetto all'asse trave, fatta eccezione per gli sbalzi, in cui le lastre predalles saranno ordite parallelamente all'asse trave e ortogonalmente all'asse delle travi metalliche a sbalzo.

Una volta disposte le lastre prefabbricate autoportanti, si procede alla posa delle barre integrative di orditura longitudinali e trasversale.

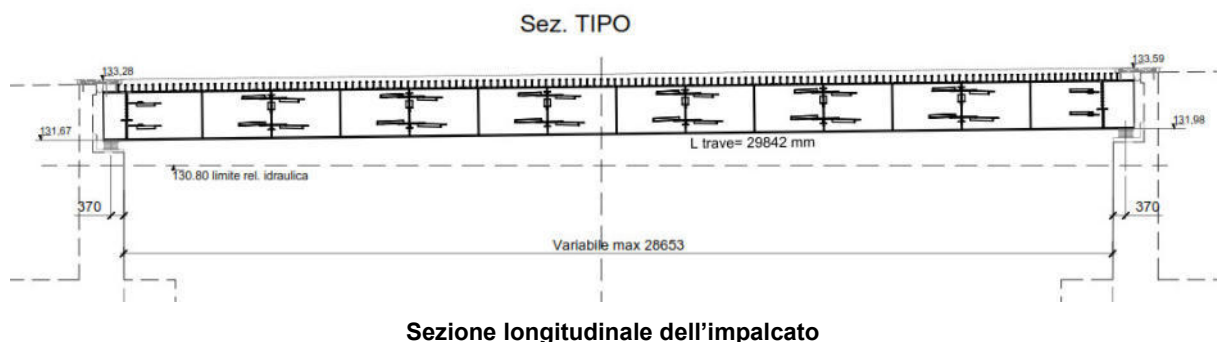
Alla suddetta fase seguono infine il getto della soletta a spessore definitivo e il getto dei cordoli laterali.

È prevista per il ponte una monta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti propri e portati ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Le travi metalliche poggiano su isolatori elastometrici fissati su spalle in c.a. la cui verifica è riportata in relazione a parte.

Il progetto del ponte tiene conto del limite del franco idraulico pari a 130.80 m.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.



Per chiarimenti geometrici esplicativi fare riferimento agli elaborati grafici.

1.2. Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa.

Vita nominale $VN = 50$ anni

(§ 2.4.1 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”)

Classe d'uso III

(§ 2.4.2, “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.

Coefficiente d'uso $CU = 1.50$

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono stati redatti in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento all'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018);
- Circolare n. 7/C.S.LL.PP. del 11.02.2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)
- CNR DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- UNI EN 1991 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
- UNI EN 1991/2 – 2005 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, parte 2: carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992/1/1 – 2015 – Eurocodice 2 –Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte generale
- UNI EN 1992/2 – 2006 – Eurocodice 2 –Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993/1/1 – 2014 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte generale
- UNI EN 1993/1/5 – 2017 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio –Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993/1/8 – 2005 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993/1/9 – 2005 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Fatica
- UNI EN 1993/2 – 2007 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Ponti in acciaio
- UNI EN 1994/2 – 2006 – Eurocodice 4 – Progettazione di strutture composte acciaio cls – Regole generali e regole per ponti
- UNI EN 1998/1 – 2013 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte generale
- UNI EN 1998/2 – 2011 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090-2 – 2011 – Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per



strutture in acciaio

- “Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale” – Sett 2017 del C.S.L.P



3.MATERIALI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono verificate utilizzando il metodo di calcolo agli stati limite.

Le verifiche sono condotte adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali:

3.1. Calcestruzzo Armato

Calcestruzzo per soletta di impalcato:

C35/45 Classe di esposizione XC4-XF3 (soletta impalcato)

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ Mpa (resistenza media cilindrica)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck} = 3.21 \text{ MPa (resistenza media a trazione assiale)}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.85 \text{ MPa (resistenza media a trazione per flessione)}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34077 \text{ MPa (modulo elastico istantaneo)}$$

Stato limite ultimo

$$\gamma_M = 1,5$$

$$f_{cd} = 19,83 \text{ MPa}$$

classe di consistenza slump	S4
max dimensione degli aggregati	
contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
rapporto a/cmax	0.5

Si precisa che il conglomerato cementizio impiegato nel presente progetto è da intendersi a prestazione garantita. Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo a dosaggio. Pertanto l'indicazione del dosaggio del cemento e del rapporto a/c massimo sono da intendersi quale definizione di un ambito più ristretto dei dosaggi ammissibili nel rispetto delle norme tecniche sulla prequalifica e accettazione dei conglomerati.

Per la realizzazione della soletta si prescrive l'impiego di un calcestruzzo additivato con superfluidificante non areante.

3.2. Acciaio da C.A.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo **B450C**

Per $\phi \leq 26$ mm

$f_{yk} = 450$ MPa (tensione di snervamento)

$f_{yt} = 540$ MPa (tensione di rottura)

$$\text{Per lo S.L.U.} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Per lo S.L.E.} \quad f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, i copriferri minimi sono stati determinati sulla base della Tab. C4.1.IV delle NTC2018, in funzione della classe di esposizione e del calcestruzzo impiegato per ogni specifico elemento strutturali, sommandovi i 10 mm di tolleranza previsti dalla norma:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

- Soletta

Copriferro minimo: $20+10 = 30$ mm

3.3. Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio autoprotetto tipo **S355J0W** (per profilati e lamiere fino a 40 mm) da cui:

Verifiche di resistenza

$$g_M = 1,05 \quad f_{yk} = 355 \text{ MPa} \quad s = 40 \text{ mm} \quad f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa} \quad 40 \text{ mm} < s < 80 \text{ mm} \quad f_{yd} = 319 \text{ Mpa}$$

Verifiche di stabilità

$$g_M = 1,10 \quad f_{yk} = 355 \text{ MPa} \quad s = 40 \text{ mm} \quad f_{yd} = 322 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa} \quad 40 \text{ mm} < s < 80 \text{ mm} \quad f_{yd} = 304 \text{ Mpa}$$

Verifiche a fatica

$$g_M = 1,35$$

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche e il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI ENV 10025.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati devono rispettare i limiti prescritti dalla UNI ENV 10029, classe di tolleranza minima prescritta: classe A.

3.4. Acciaio per connettori:

Pioli di tipo Nelson $\varnothing = 22 \text{ mm}$, $H = 200 \text{ mm}$

Classe S235J2 + C450 (ex ST 37-3K)

Le caratteristiche meccaniche sono:

Allungamento: min. 15 %

Strizione: min. 50 %

- Tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 450 \text{ MPa}$

- Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 360 \text{ Mpa}$

3.5. Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

3.6. Unioni bullonate (non precaricate)

Classe 10.9 EN 15048

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900$ MPa

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1.000$ MPa



4. CLASSE DI ESECUZIONE

La UNI EN 1090-2:2011 introduce il concetto di “Execution Class” in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente. La classe di esecuzione seleziona e specifica il livello di qualità appropriato riguardo alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera di costruzione. La scelta della classe di esecuzione dovrebbe prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) e i rischi potenziali dati dalla:

- Categoria di servizio, legata al rischio dell'installazione/utilizzo (SC);
- Categoria di produzione, legata alla complessità di esecuzione

4.1. Scelta della classe di esecuzione

Nell'Eurocodice 0 EN 1990 “Criteri generali di progettazione” all'appendice B Tabella B1 “differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni” sono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE	ESEMPI
CC3	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente.	Tribune coperte, edifici pubblici, ove le conseguenze di errori sono alte (Esempio: sale di concerti).
CC2	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni residenziali oppure per uffici, uffici pubblici ove le conseguenze in caso di fallimento sono medie (Costruzioni di uffici).
CC1	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni agricole dove le persone normalmente non entrano (esempio: Magazzini, serre).

4.2. Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)

È necessario tener conto che in una struttura possono essere contenuti componenti strutturali di entrambe le classi di rischio. In questo caso, al fine di una corretta determinazione della classe di esecuzione dell'opera la scelta cadrà sulla classe di servizio maggiormente restrittiva.

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)	DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)
SC1	Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche (Esempio: Edifici) Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni sismiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)
SC2	Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993 (Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale) Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH
<p>Legenda:</p> <p>DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)</p> <p>DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)</p> <p>DCH: Comportamento strutturale altamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)</p>	

Classe di conseguenza SC_i (i = 1,2)

SC1 = sollecitazione statica

SC2 = sollecitazione dinamica a fatica

Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione).

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)	DEFINITE IN BASE ALLE TECNOLOGIE PRODUTTIVE
PC1	Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione Componenti di tralicci CHS che richiedono tagli e profilature

Classe di produzione PC_i (i = 1,2)

SC1 = no saldature e acciai con grado < S355

SC2 = componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355

4.3. Determinazione della classe di esecuzione

- Selezionare la Classe di Conseguenza (CC_i; i=1,2,3) espressa in termini di perdita di vite umane, di conseguenze economiche, sociali ed ambientali (vedere EN 1990).
- Selezionare la Categoria di Servizio e la Categoria di Produzione.
- Determinare quindi la Classe di Esecuzione come risultato delle due operazioni precedenti, secondo quanto previsto nella tabella seguente (TAB B3 della EN1090-2).

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.							

Per la struttura in oggetto si assume una classe di conseguenza CC2 (per ponti ordinari si assume impatto medio), una categoria di servizio SC2 (Strutture progettate per le azioni di fatica) e una categoria di produzione PC2 (Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe S355) pertanto la struttura va realizzata in classe di esecuzione **EXC3**.

4.4. Grado di preparazione

La normativa ISO 8501-3:2008 illustra i criteri di fabbricazione da attuare a seconda della classe di corrosività ambientale di riferimento al luogo di installazione dell'opera.

Tali criteri sono suddivisi in 3 gradi di preparazione superficiale:

- P1 preparazione base
- P2 preparazione accurata
- P3 preparazione molto approfondita.

Gli aspetti principali che corrispondono ai 3 gradi di preparazione riguardano: il livello di finitura superficiale delle saldature, le smussature degli spigoli più o meno accentuata, diversi gradi di rimozione della superficie dei bordi da taglio termico, lo stato superficiale dell'acciaio in genere.

Per la struttura in oggetto si prescrive una classe di preparazione P3.

5. CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

5.1. Analisi dell'impalcato

Nel presente progetto l'impalcato continuo in acciaio-clc è disposto su una campata con luce di calcolo massima pari a circa 29.60 m. L'impalcato si trova interamente in un tratto planimetrico a curvatura variabile e su di una livelletta a pendenza variabile. La variazione di curvatura planimetrica comporta una pendenza trasversale della carreggiata pari al 7 %.

L'impalcato è largo complessivamente 13.76 m. L' impalcato acciaio-clc è costituito da sei travi parallele a doppio T e soletta collaborante.

La struttura dell'impalcato è concepita con funzionamento multitrave in cui la soletta ha il compito di collegare trasversalmente le travi.

Al fine di determinare lo stato di sollecitazione e di deformazione dell'impalcato in sistema misto acciaio-clc il calcolo viene condotto per fasi, a seconda del tipo di azione (agente prima del getto o a soletta attiva per carichi di lunga durata o carichi istantanei) e del grado di maturazione del getto.

Fase 1: si considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre predalles e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte.

La sezione resistente è costituita dalla sola parte metallica.

Fase 2: si considerano i successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, guardrails e parapetti).

La sezione reagente è la sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, corrispondente a quello suggerito dalla norma, che si traduce, per le verifiche condotte agli stati limite a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione $n = 19.05$ (vedere paragrafi successivi).

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti", in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

Pertanto la fase 2 è suddivisa in due fasi:

Fase 2a: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti.

Fase 2b: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi da ritiro.

Fase 3: si considerano i carichi variabili (mezzi, folla, vento e temperatura).

La sezione acciaio calcestruzzo viene omogeneizzata con il coefficiente di omogeneizzazione pari al rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali che vale 6,16 per la classe di

resistenza del cls ipotizzata (vedere paragrafi successivi).

Della soletta si considerano solo le porzioni all'interno della larghezza collaborante in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018 §4.3.2.3.

Per la resistenza a taglio nel piano verticale si è ipotizzato che tale sollecitazione sia interamente assorbita dalle anime delle travi.

Per le verifiche di deformabilità si provvede a controllare che le frecce indotte dai carichi permanenti siano contenute entro il valore $L/150$ e che le deformazioni per i carichi mobili, in terza fase, siano contenute entro i limiti di $L/500$.

I carichi mobili sono desunti dalle NTC 2018; in relazione alla larghezza della carreggiata pavimentata sono state inserite fino a complessive 3 stese di carico oltre al carico distribuito sull'area rimanente.

L'impalcato sarà vincolato alle spalle per mezzo di isolatori elastomerici in gomma armata che permettono di ridurre sensibilmente le azioni sismiche trasmesse attraverso un significativo innalzamento del periodo proprio della sovrastruttura. L'adozione di un sistema di isolamento impone l'utilizzo di un fattore di struttura unitario; tale scelta permette di non far affidamento su capacità dissipative delle sottostrutture ma di garantire un comportamento sostanzialmente elastico.

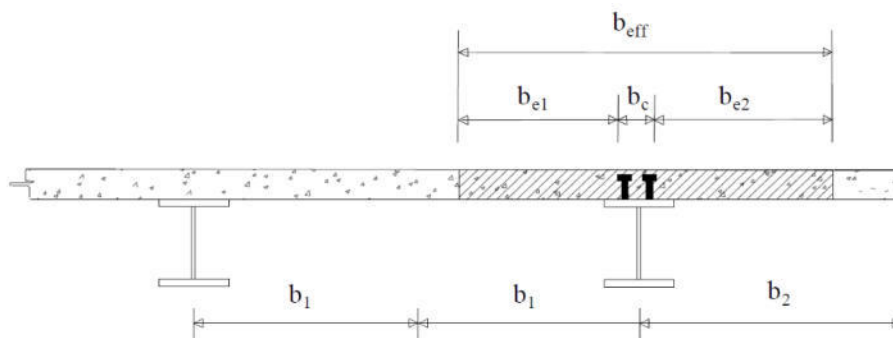
5.2. Larghezza di soletta collaborante

La larghezza efficace b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo è determinata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \text{ (espressione 4.3.2 NTC 2018)}$$

Dove: b_0 = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min(L_e/8; b_i - b_0/2)$ larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta

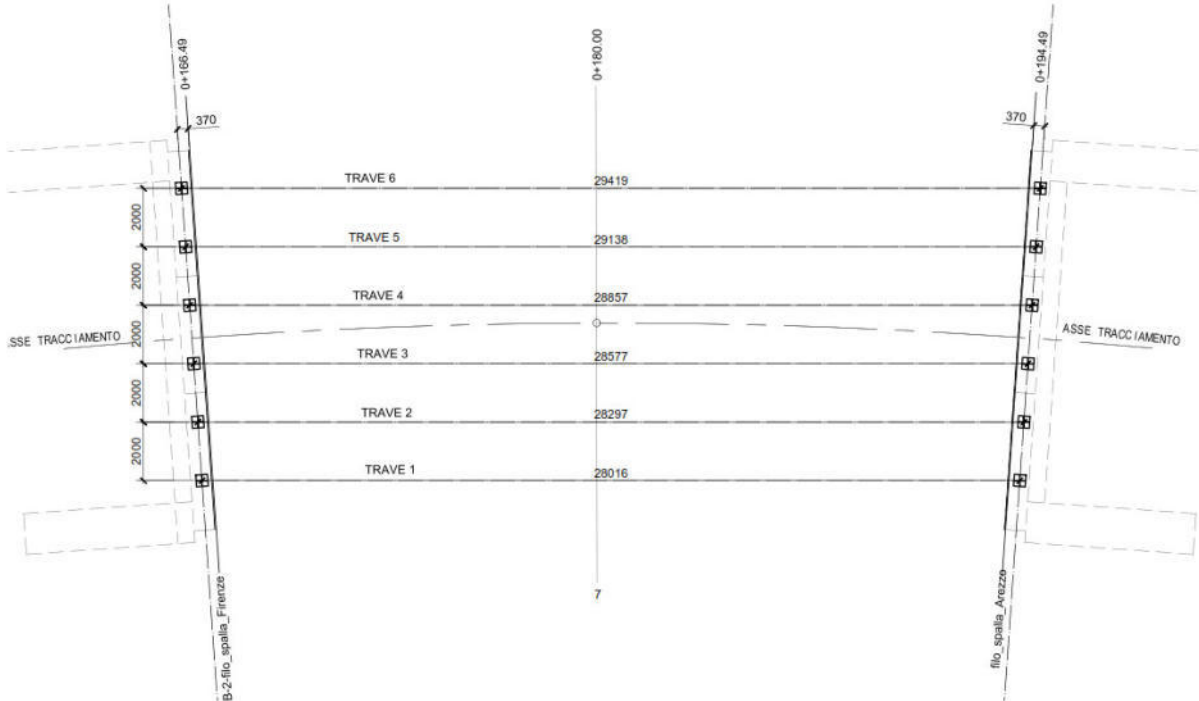


6.GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

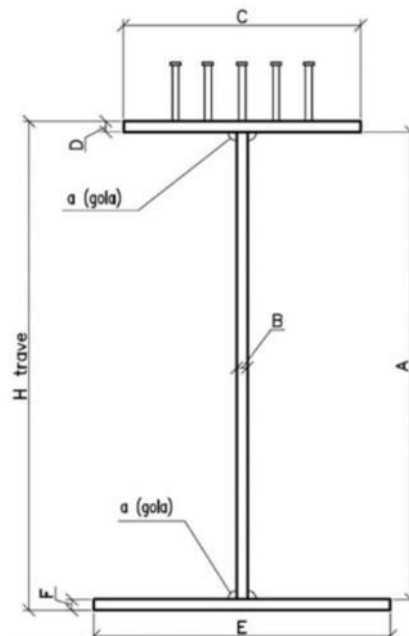
6.1. Impalcato

6.1.1 Travi longitudinali

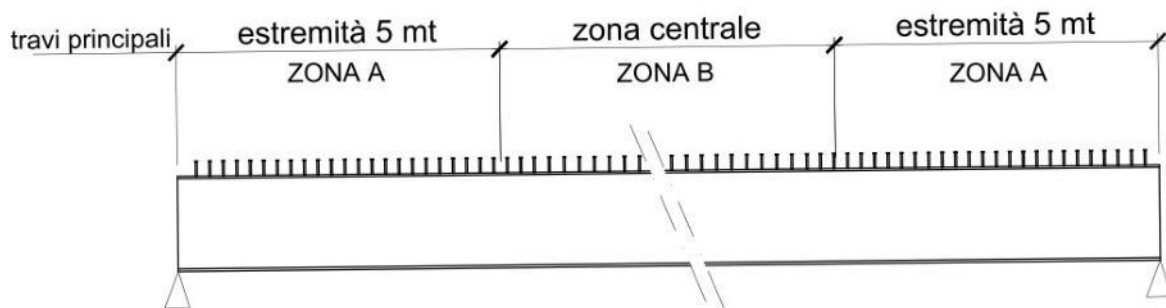
Il ponte è realizzato con sei travi parallele di luce variabile come illustrato nella figura sottostante:



I dati geometrici delle lamiere della singola trave sono riportate nelle tabelle seguenti:

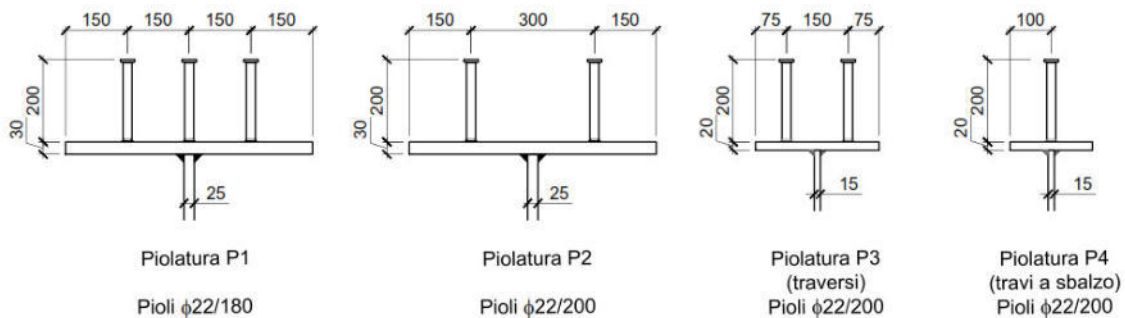


SEZIONI DELLE TRAVI PRINCIPALI									
		Piatt. superiore		Piatt. Inferiore		Anima		Pioli f 22	
	H trave	C	D	E	F	A	B	Zona A	Zona B
TRAVE 1	1265	600	30	600	35	1200	25	P1	P2
TRAVE 2	1200	600	30	600	30	1200	25	P1	P2
TRAVE 3	1200	600	30	600	30	1200	25	P1	P2
TRAVE 4	1200	600	30	600	30	1200	25	P1	P2
TRAVE 5	1200	600	30	600	30	1200	25	P1	P2
TRAVE 6	1405	600	30	600	35	1340	25	P1	P2



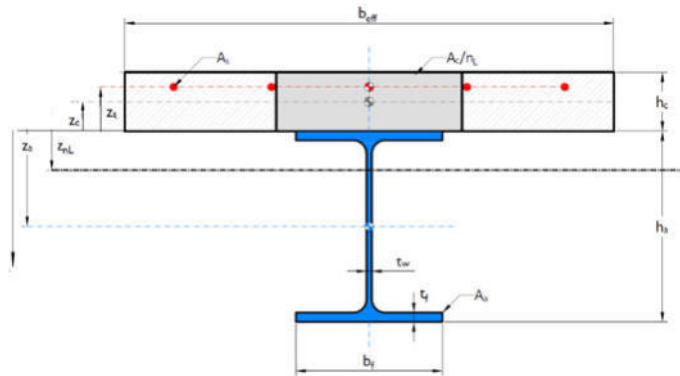
6.1.2 Piolatura

Il sistema di connessione tra travi, traversi su spalla e soletta è costituito da pioli Nelson Ø22 con passo costante lungo lo sviluppo degli elementi pari a 180/200mm sulle travi. In senso trasversale agli assi delle travi principali si utilizza un numero di pioli variabile da 2 a 3 sui diversi conci delle travi principali mentre sui traversi su spalla il numero dei pioli è costante e pari a 2 e sulle travi a sbalzo pari a 1.



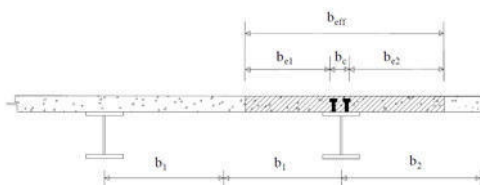
Si riportano di seguito le caratteristiche in termini di rigidezza delle varie travi considerate:

Rigidezza TRAVE 1



Caratteristiche geometriche

L	28000mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1500mm	lato sbalzo
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	1350mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2500mm	largh efficace



Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

t_s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b_s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h_w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t_f	35mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b_f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h_w	1265mm	altezza trave

Ferri soletta



$p_{ferri,sup}$		200mm	passo ferri superiori soletta
$f_{ferri,sup}$		0mm	diametro ferri superiori soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
$f_{ferri,inf}$		0mm	diametro ferri inferiori soletta
A_s		0mm ²	area ferri soletta
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta

Carpenteria metallica

A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_i t_i$	21000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	69000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_i/2$	1248mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_i t_i^3/12$	2143750mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		658mm	ordinata baricentro trave in acciaio
J_a		18366793750mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		20225000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio

Calcestruzzo

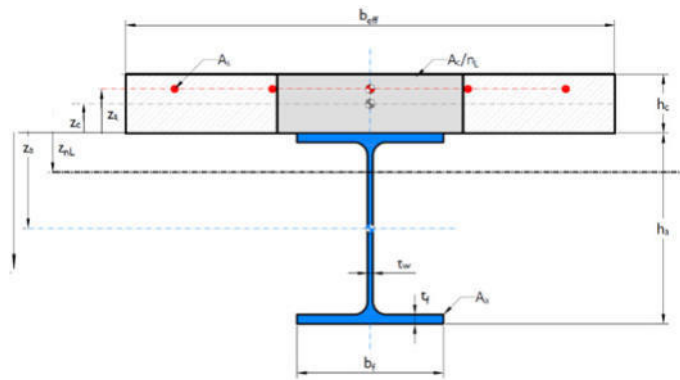
A_{c1}	BH	625000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_c	Bh_c+bh	625000mm ²	area sez cls tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	3255208333mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	6510416667mm ⁴	momento d'inerzia cls

Sezione composta acciaio + cls

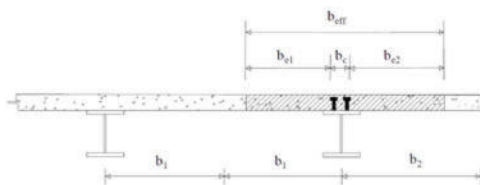
	n	z_{nL}	J_{nL}	A_{nL}	J_w
		mm	mm ⁴	mm ²	mm ⁴
fase 1		658	18366793750	69000	
fase 2a	19.05	405	32151265066	101803	361926254
fase 2b (ritiro)	15.63	370	34076524949	108989	436772349
fase 3	6.16	192	44038247271	170420	1076684146



Rigidità TRAVE 2



L	28350mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi
b₀	300mm	distanza tra gli assi dei connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2000mm	largh efficace



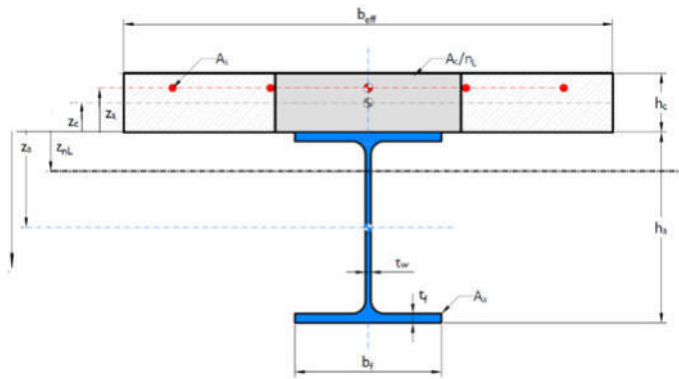
Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{e1} e b_{e2}

t_s		30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b_s		600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t_w		25mm	spessore anima trave in acciaio
h_w		1200mm	altezza anima trave in acciaio
t_f		30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b_f		600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h_w		1260mm	altezza trave
Ferri soletta			
$p_{ferri,sup}$		200mm	passo ferri superiori soletta
$f_{ferri,sup}$		0mm	diametro ferri superiori soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
$f_{ferri,inf}$		0mm	diametro ferri inferiori soletta
A_s		0mm ²	area ferri soletta
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta
Carpenteria metallica			
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_f t_f$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_f/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		630mm	ordinata baricentrotrave in acciaio
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		17050000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
Calcestruzzo			
A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_c	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls
Sezione composta acciaio + cls			

	n	z_{nL} mm	J_{nL} mm ⁴	A_{nL} mm ²	J_w mm ⁴
fase 1		630	17218800000	66000	
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	290411003
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	350287880
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	862217316



Rigidezza TRAVE 3



L	28650mm	Luce della trave
h _c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi
b ₀	300mm	distanza tra gli assi dei connettori
b ₁	1000mm	lato trave adiacente
b ₂	1000mm	lato trave adiacente
b _{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b _{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b _{eff}	2000mm	largh efficace



t _s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b _s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t _w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h _w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t _f	30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b _f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h _w	1260mm	altezza trave

Ferri soletta



$p_{ferri,sup}$		200mm	passo ferri superiori soletta
$f_{ferri,sup}$		0mm	diametro ferri superiori soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
$f_{ferri,inf}$		0mm	diametro ferri inferiori soletta
A_s		0mm ²	area ferri soletta
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta

Carpenteria metallica

A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_i t_i$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_i/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_i t_i^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		630mm	ordinata baricentrotrave in acciaio
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		17050000mm ⁴	

Calcestruzzo

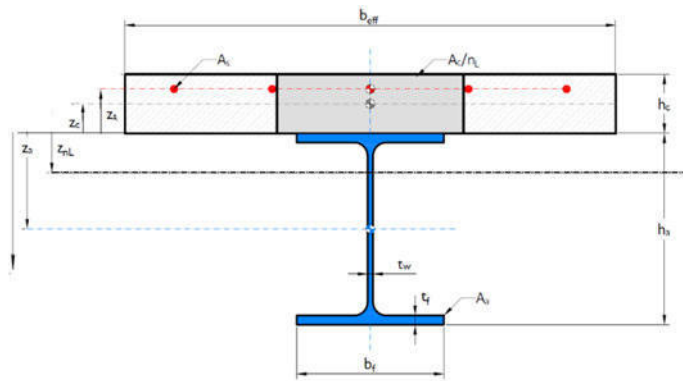
A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_c	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls

Sezione composta acciaio + cls

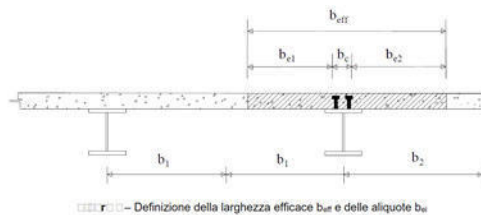
	n	z_{nL}	J_{nL}	A_{nL}	J_w
		mm	mm ⁴	mm ²	mm ⁴
fase 1		630	17218800000	66000	
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	290411003
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	350287880
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	862217316



Rigidezza TRAVE 4



L	28960mm	Luce della trave
h _c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi
b ₀	300mm	distanza tra gli assi dei connettori
b ₁	1000mm	lato trave adiacente
b ₂	1000mm	lato trave adiacente
b _{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b _{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b _{eff}	2000mm	largh efficace



t _s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b _s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t _w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h _w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t _f	30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b _f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h _w	1260mm	altezza trave

Ferri soletta



$p_{ferri,sup}$		200mm	passo ferri superiori soletta
$f_{ferri,sup}$		0mm	diametro ferri superiori soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
$f_{ferri,inf}$		0mm	diametro ferri inferiori soletta
A_s		0mm ²	area ferri soletta
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta

Carpenteria metallica

A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_i t_i$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_i/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_i t_i^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		630mm	ordinata baricentrotrave in acciaio
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		17050000mm ⁴	

Calcestruzzo

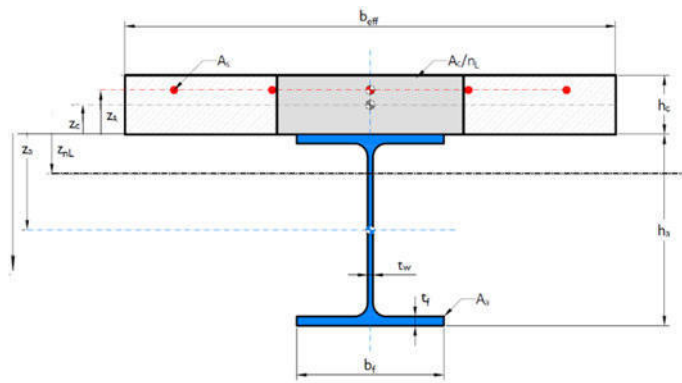
A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_c	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls

Sezione composta acciaio + cls

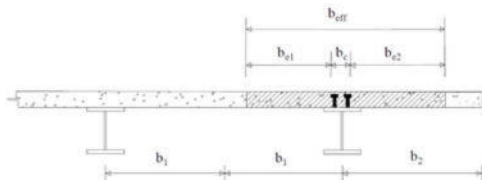
	n	z_{nL}	J_{nL}	A_{nL}	J_w
		mm	mm ⁴	mm ²	mm ⁴
fase 1		630	17218800000	66000	
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	290411003
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	350287880
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	862217316



Rigidezza TRAVE 5



L	29300mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2000mm	largh efficace

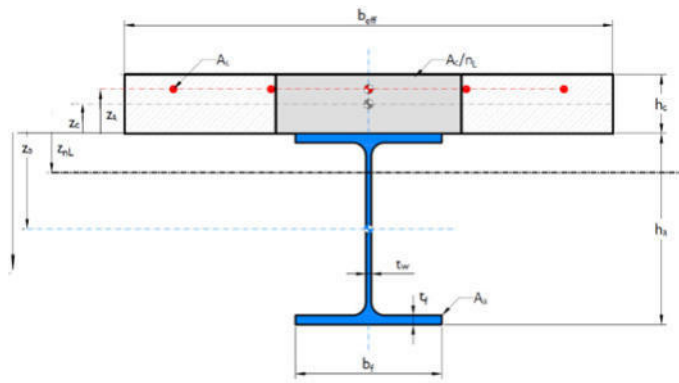


Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

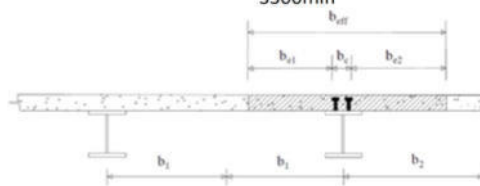
t_s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b_s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h_w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t_f	30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b_f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h_w	1260mm	altezza trave
Ferri soletta		
p_{ferri,sup}	200mm	passo ferri superiori soletta
f_{ferri,sup}	0mm	diametro ferri superiori soletta
p_{ferri,inf}	200mm	passo ferri inferiori soletta
f_{ferri,inf}	0mm	diametro ferri inferiori soletta

A_s		0mm ²	area ferri soletta		
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta		
Carpenteria metallica					
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio		
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio		
A_{inf}	$b_i t_i$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio		
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio		
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup		
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima		
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_i/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf		
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup		
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima		
J_{inf}	$b_i t_i^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf		
			ordinata baricentrotrave in		
z_a		630mm	acciaio		
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in		
			acciaio		
J_{wa}		17050000mm ⁴	acciaio		
Calcestruzzo					
A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta		
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup		
A_c	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot		
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta		
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2		
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls		
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2		
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot		
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls		
Sezione composta acciaio + cls					
	n	z_{nL}	J_{nL}	A_{nL}	J_w
		mm	mm ⁴	mm ²	mm ⁴
fase 1		630	17218800000	66000	
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	290411003
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	350287880
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	862217316

Rigidezza TRAVE 6



L	29600mm	Luce della trave
h _c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi
b ₀	300mm	distanza tra gli assi dei connettori
b ₁	1000mm	lato trave adiacente
b ₂	2300mm	lato sbalzo
b _{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b _{e2}	2150mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	3300mm	largh efficace



Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

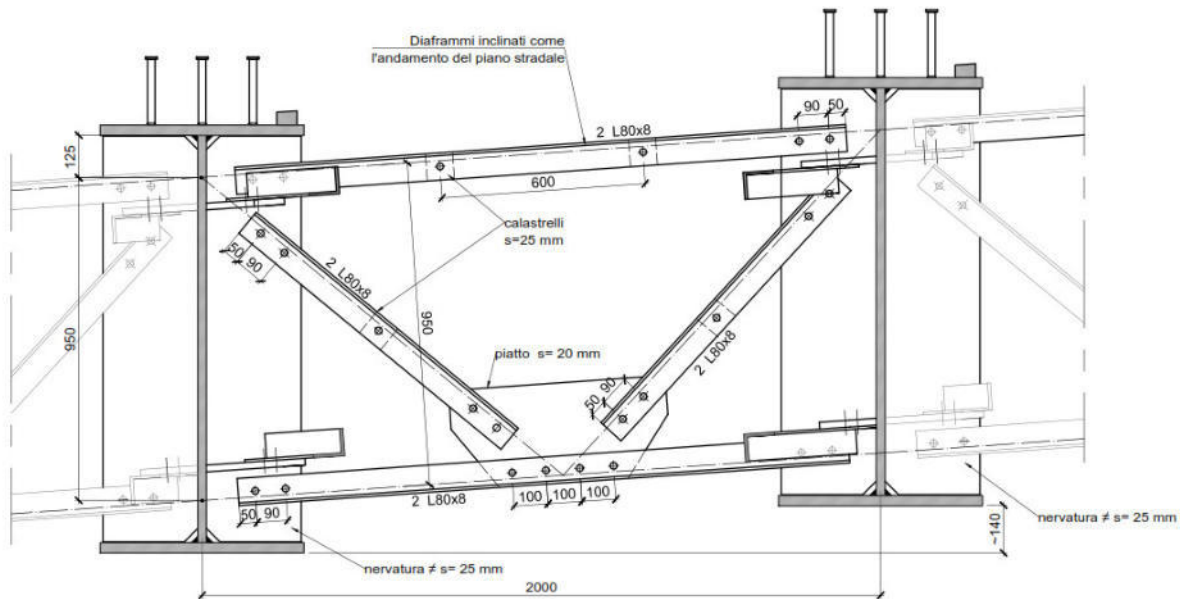
t _s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b _s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t _w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h _w	1340mm	altezza anima trave in acciaio
t _f	35mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b _f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio



hw		1405mm	altezza trave		
Ferri soletta					
P_{ferri,sup}		200mm	passo ferri superiori soletta		
f_{ferri,sup}		0mm	diametro ferri superiori soletta		
P_{ferri,inf}		200mm	passo ferri inferiori soletta		
f_{ferri,inf}		0mm	diametro ferri inferiori soletta		
A_s		0mm ²	area ferri soletta		
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta		
Carpenteria metallica					
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio		
A_w	$h_w t_w$	33500mm ²	area anima trave in acciaio		
A_{inf}	$b_t t_f$	21000mm ²	area ala inf trave in acciaio		
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	72500mm ²	area trave in acciaio		
z_{g,sup}	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup		
z_{g,w}	$t_s+h_w/2$	700mm	ordinata baricentro anima		
z_{g,inf}	$t_s+h_w+t_f/2$	1388mm	ordinata baricentro ala inf		
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup		
J_w	$t_w h_w^3/12$	5012716667mm ⁴	momento d'inerzia anima		
J_{inf}	$b_t t_f^3/12$	2143750mm ⁴	momento d'inerzia ala inf		
z_a		729mm	ordinata baricentrotrave in acciaio		
J_a		23326778822mm ⁴			
J_{wa}		20954167mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio		
Calcestruzzo					
A_{c1}	BH	825000mm ²	area soletta		
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup		
A_c	Bh _c +bh	825000mm ²	area sez cls tot		
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	4296875000mm ⁴	momento d'inerzia soletta		
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2		
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls		
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2		
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot		
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	8593750000mm ⁴	momento d'inerzia cls		
Sezione composta acciaio + cls					
	n	z _{nL}	J _{nL}	A _{nL}	J _w
		mm	mm ⁴	mm ²	mm ⁴
fase 1		729	23326778822	72500	
fase 2a	19.05	410	43326807074	115800	471999822
fase 2b (ritiro)	15.63	369	45882704586	125285	570796668
fase 3	6.16	175	58329697183	206375	1415480239

6.1.3 Diaframma

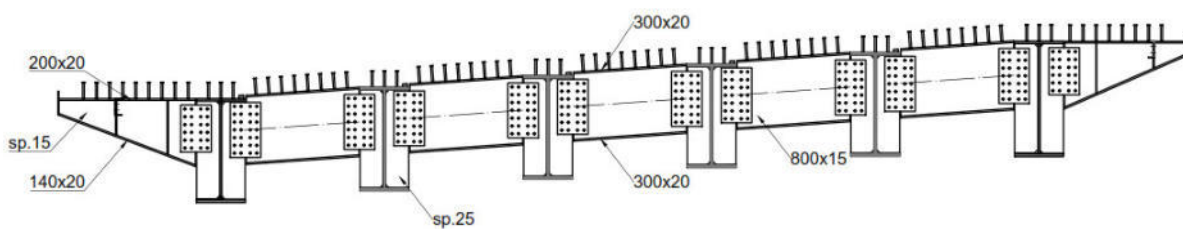
Le travi principali sono irrigidite con la presenza di diaframmi reticolari posti ogni 4.00 m. I diaframmi sono tutti uguali come da schema che segue.



Per le dimensioni di dettaglio degli elementi componenti il diaframma si rimanda ai relativi elaborati grafici.

6.1.4 Traversi su spalla

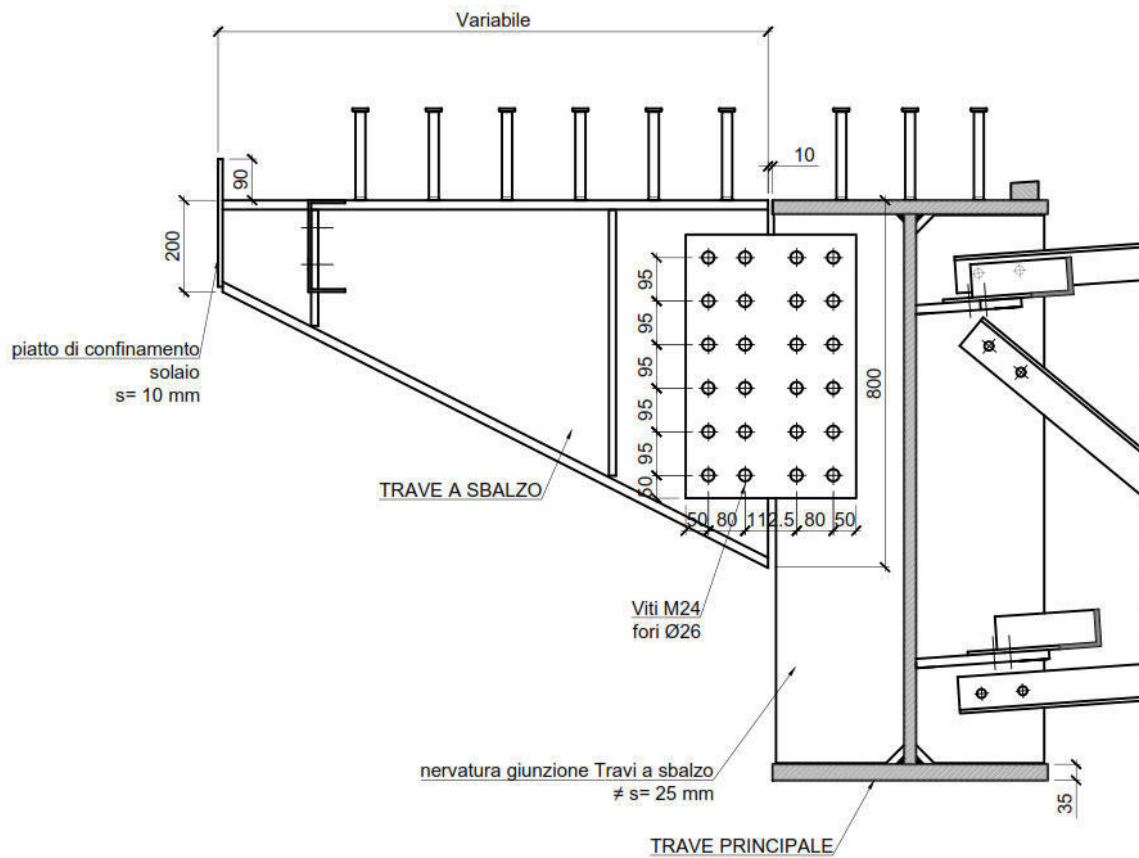
In corrispondenza degli appoggi su spalla sono previsti dei traversi di testata a parete piena collaboranti con la soletta in calcestruzzo.



Per le dimensioni di dettaglio degli elementi componenti il traverso si rimanda ai relativi elaborati grafici.

6.1.5 Travi a sbalzo

Si hanno travi a sbalzo di lunghezza variabile dalle travi principali 1 e 6 ad interasse pari a 4.00 m.



Per le dimensioni di dettaglio degli elementi componenti la trave a sbalzo si rimanda ai relativi elaborati grafici.

7. ANALISI DEI CARICHI

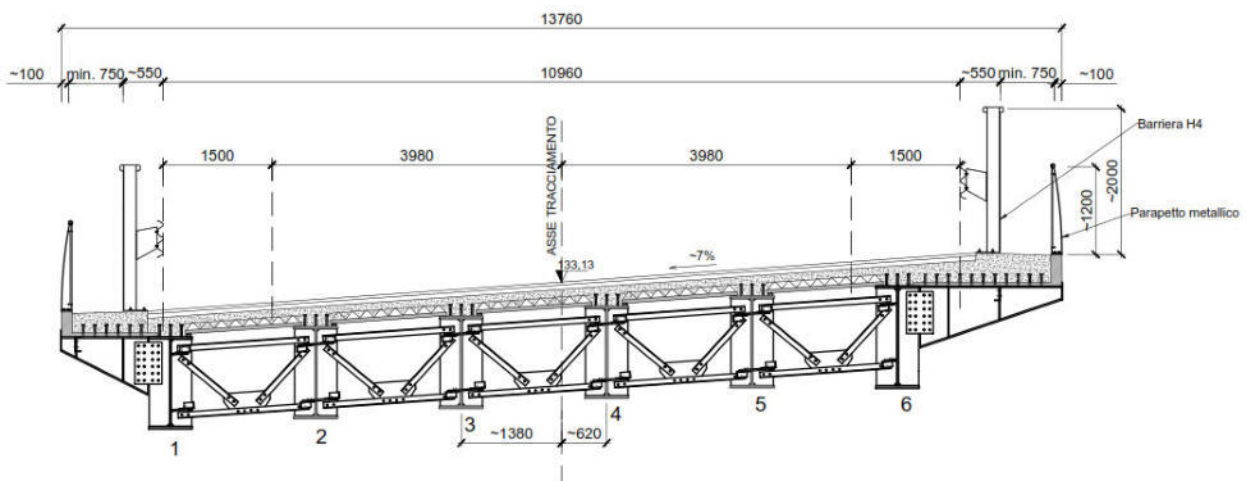
Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato.

7.1.1 Pesì propri

7.1.2 Impalcati metallici

Il peso degli impalcati metallici è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume γ_s ; tale peso è stato incrementato del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc. Pertanto il peso per unità di volume dell'acciaio diventa $\gamma_s = 1.35 \times 78,50 = 106 \text{ kN/m}^3$

Si considera la sezione trasversale degli impalcati, avente una larghezza costante pari a 13.76 m.



Sezione trasversale schematizzata

7.1.3 Soletta in c.a.

Il peso della soletta di calcestruzzo è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

N.B. Nella fase iniziale di getto (fase 1) la struttura portante è composta dalla sola travatura in acciaio e i carichi applicati in aggiunta al peso proprio della travatura, sono:

- il peso delle lastre prefabbricate (predalles);
- il peso del getto della soletta;
- i carichi dovuti a macchinari e operatori;
- l'effetto dinamico provocato dal calcestruzzo durante il getto

Questi ultimi due contributi possono essere considerati esclusivamente nelle verifiche locali delle

lastre prefabbricate.

$$q_{\text{soletta}} = 0.25 \times 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

7.1.4 Carichi permanenti portati (G_2)

I carichi permanenti portati sono applicati alla struttura quando il calcestruzzo della soletta ha raggiunto le proprietà meccaniche di progetto e la struttura collaborante è data dalla struttura metallica e dalla soletta in calcestruzzo armato efficace.

I carichi applicati sono:

- peso del pacchetto stradale (binder + usura = 10 cm): si ipotizza un pacchetto di spessore $s = 0.15$ m, spessore che potrà assumere nel tempo in relazione alle operazioni di manutenzione ordinaria.

$$q_{\text{Strad.}} = 3.75 \text{ kN / m}^2$$

- peso tubazioni e "sottoservizi"

$$q_{\text{tubazioni}} = 0.50 \text{ kN / m}^2$$

- peso del guardrail

$$q_{\text{barriera}} = 1,50 \text{ kN / m}$$

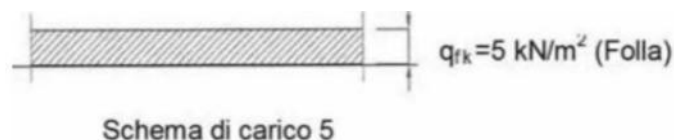
- peso del parapetto bordo ponte

$$q_{\text{Parapetto}} = 0.50 \text{ kN / m}$$

7.1.5 Carico Accidentale

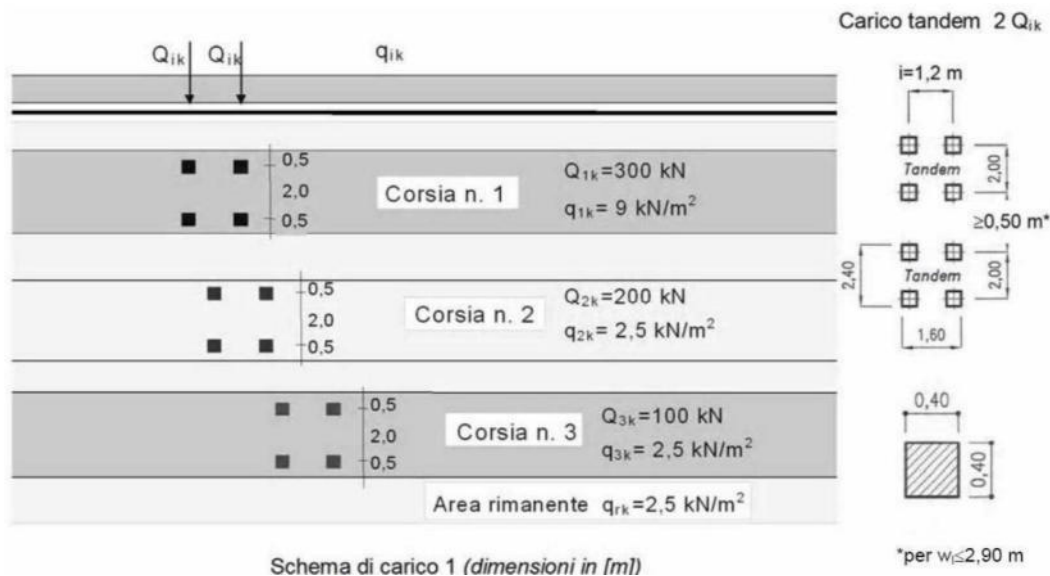
7.1.6 Carico Accidentale folla

Le NTC 2018 prevedono, secondo lo schema di carico 5, quale carico della folla compatta, agente con intensità nominale comprensiva degli effetti dinamici, il valore uniformemente ripartito di 5.00 kN/m^2 .



7.1.7 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [KN]	q_{ik} [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si fa presente che secondo il D.M. 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Condizioni di carico

Ai fini del calcolo, la carreggiata deve essere suddivisa in corsie convenzionali, ciascuna di larghezza 3.00, in modo da individuare di volta in volta le condizioni di carico più severe per la verifica in esame.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0$ m $\leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

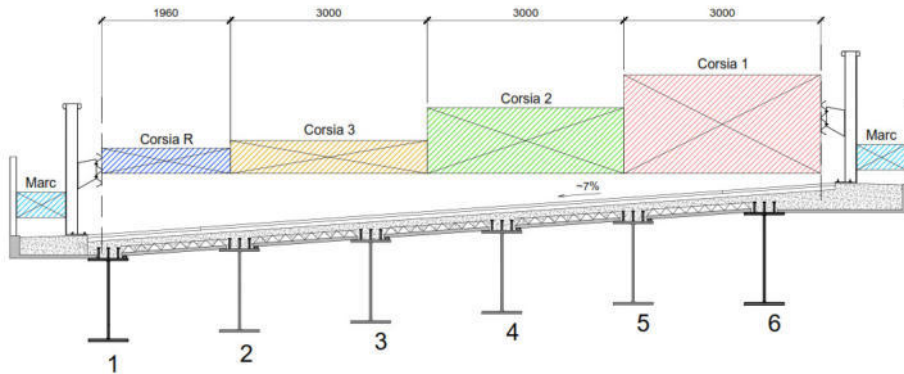
Nel caso in esame la sezione trasversale ha larghezza pari a 13.76 m, con sede stradale di larghezza pari a 10.96 m, pertanto sono previste nel caso più gravoso, tre corsie di carico di



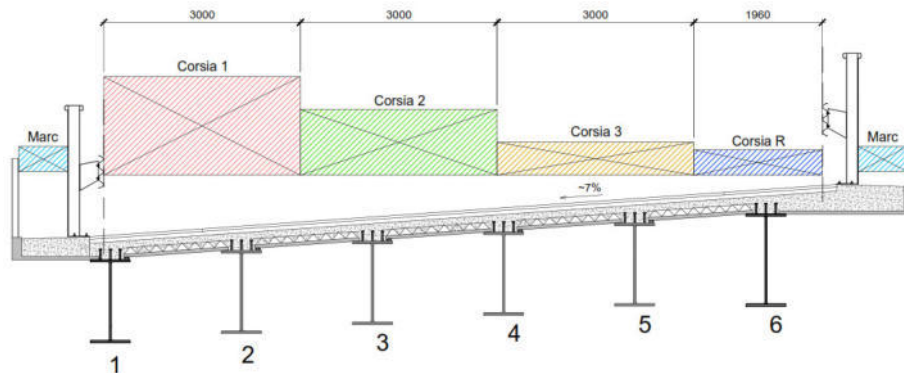
larghezza pari a 3.00 m con 1.96 m di rimanenza.

Al fine di massimizzare le azioni agenti sui differenti elementi strutturali del ponte si individuano sette disposizioni trasversali dei treni di carico:

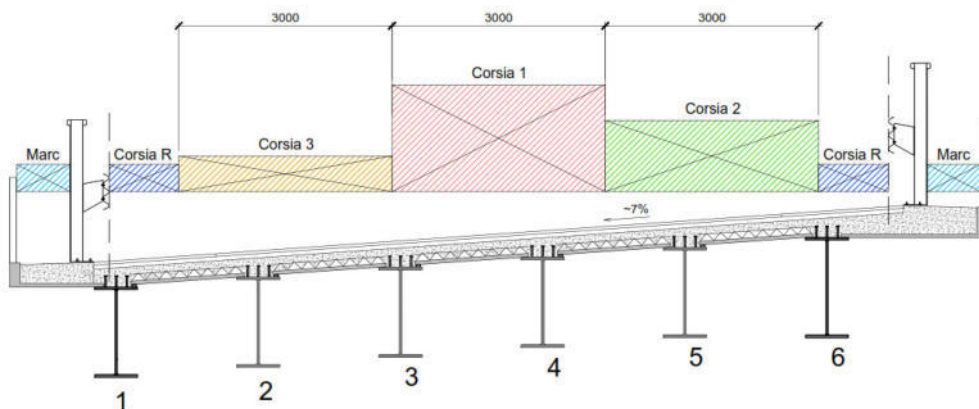
- **Condizione 1** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 6



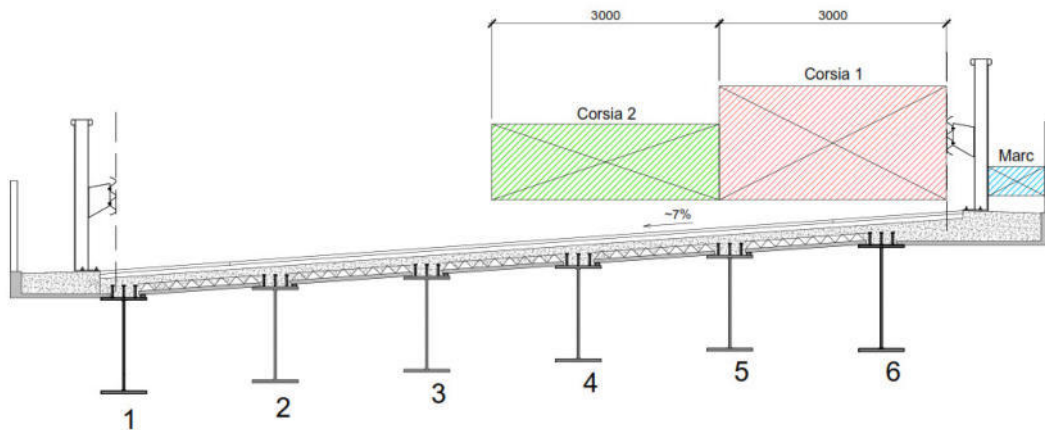
- **Condizione 2** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1



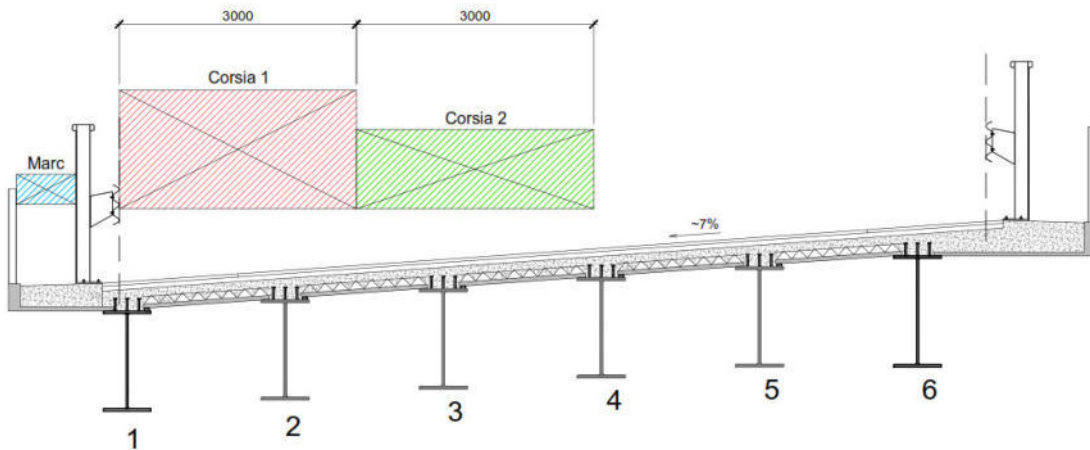
- **Condizione 3** carichi accidentali mezzi applicati in modo che la prima corsia di carico gravi al centro della sede stradale



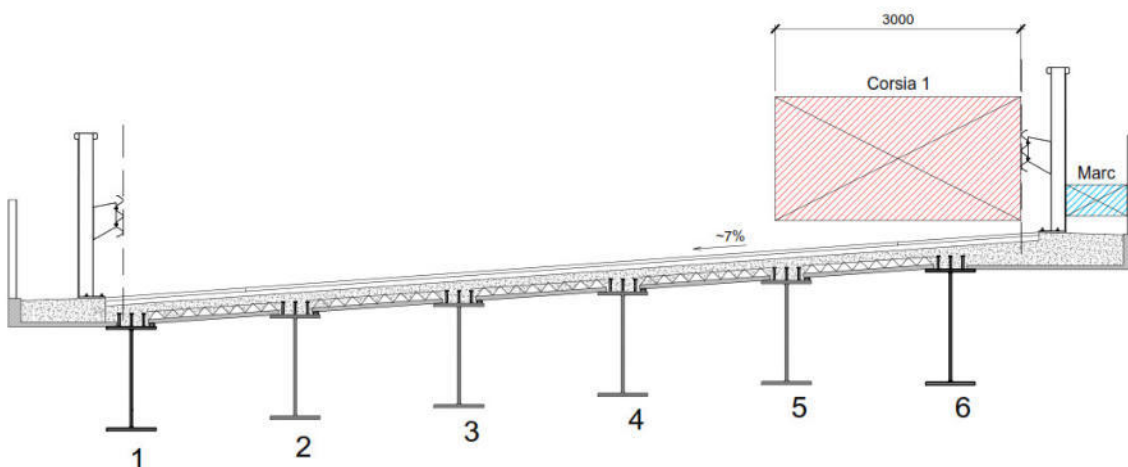
- **Condizione 4** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 6



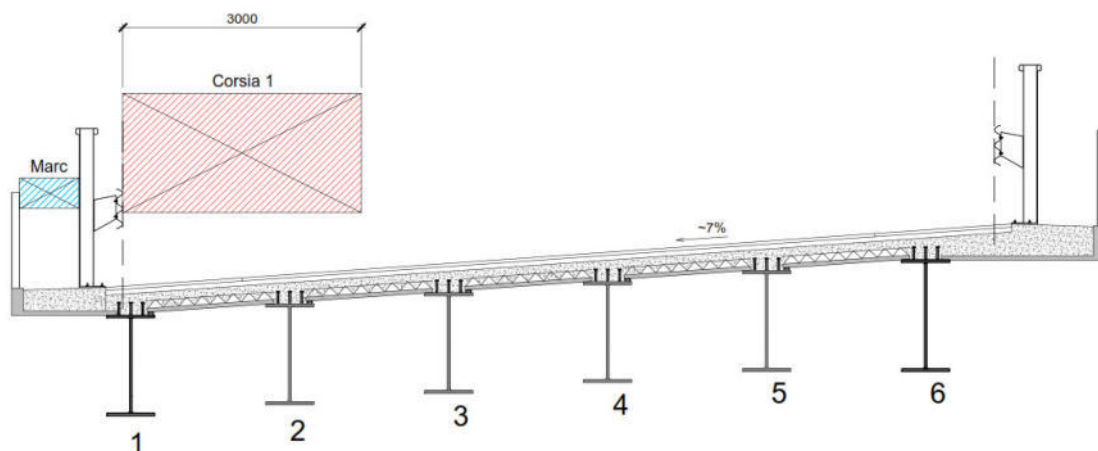
- **Condizione 5** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1



- **Condizione 6** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 6








- **Condizione 7** carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1



Per la fatica è stato utilizzato lo schema di carico 2 indicato dalla normativa, facendo correre i vari mezzi pesanti in asse alle corsie convenzionali più esterne, sui due lati dell'impalcato.

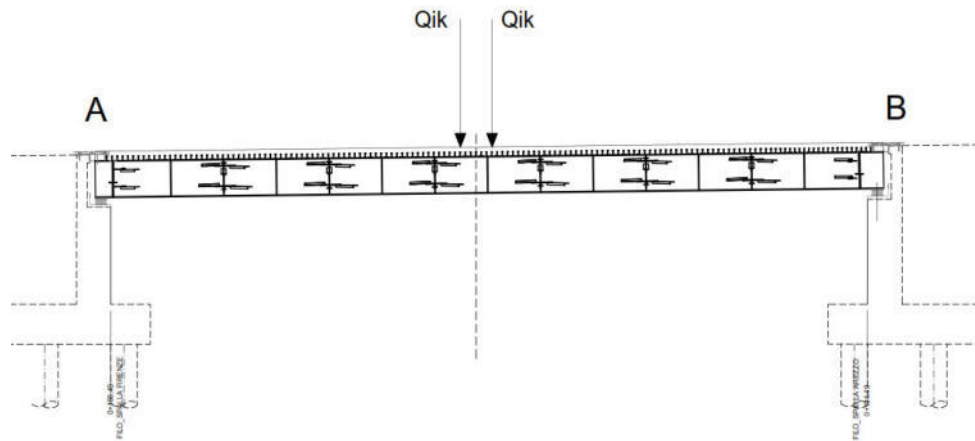
Di seguito i mezzi considerati e il loro posizionamento:

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)
		4,5	90 190
		4,20 1,30	80 140 140
		3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120
		3,40 6,00 1,80	90 190 140 140
		4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110

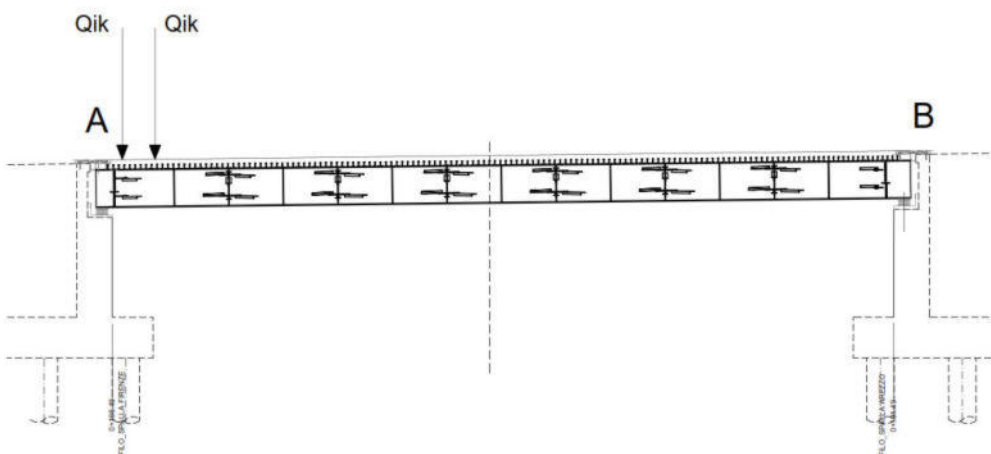
Si considerano le condizioni di carico 6 e 7.

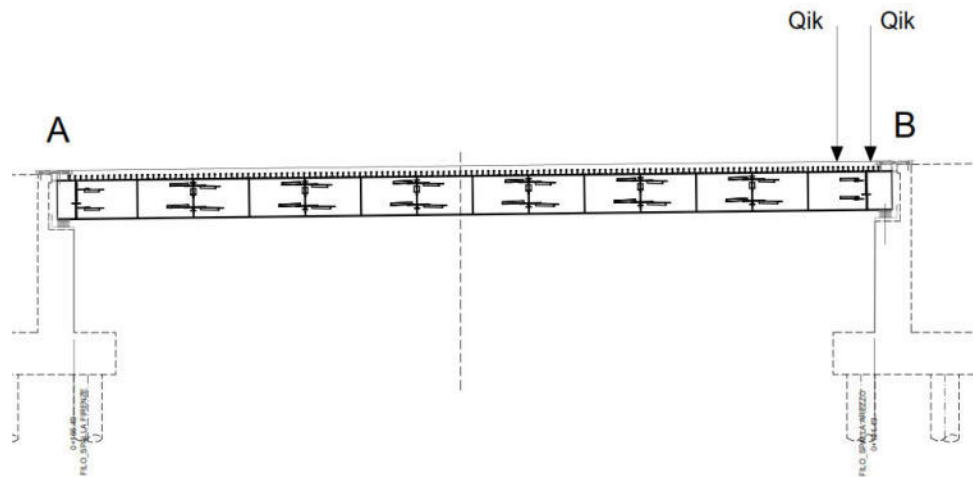
I carichi accidentali vengono disposti longitudinalmente lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale.

Per massimizzare il momento flettente il carico Tandem sarà posto in mezzeria alla trave



mentre per massimizzare il taglio il carico Tandem sarà posto in corrispondenza dei due appoggi A e B





7.1.8 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3

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

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

ovvero pari a $0.6 \times (2 \times 300) + 0.1 \times 9 \times 3 \times 30 = 440 \text{ kN}$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, 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:

$$q = q_3 / (w_1 \times L) = 440 / (3 \times 29) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

7.1.9 Azione centrifuga q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab.5.1.III, essendo

$Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Il ponte in oggetto ha un asse curvo di raggio $R=190$ m pertanto

$$q_4 = 0.2 \times \sum_i 2Q_{ik} = 0.2 \times (2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100) = 0.2 \times 1200 = 240 \text{ kN (comb. 1-2-3)}$$

$$q_4 = 0.2 \times \sum_i 2Q_{ik} = 0.2 \times (2 \times 300 + 2 \times 200) = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ kN (comb. 4-5)}$$

$$q_4 = 0.2 \times \sum_i 2Q_{ik} = 0.2 \times (2 \times 300) = 0.2 \times 600 = 120 \text{ kN (comb. 6-7)}$$

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

7.1.10 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 17/01/2018. Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Provincia: Firenze

Zona: 3

Altitudine: 390 m s.l.m

Tempo di ritorno T_r : 50 anni;

Velocità di riferimento $v_r(T_r)$: 27 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_r : 46.49 Kg/m²

Altezza della costruzione z : 5 m (z_{min} : 5m)

Distanza dalla costa: Terra, oltre i 40 km dalla costa, sotto i 500 m

Classe di rugosità del terreno: C

Categoria di esposizione del sito: III

Coefficiente topografico c_t : 1

Coefficiente dinamico c_d : 1

Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:

$c_e(z_{min} = 5m)$: 1.71

$c_e(z = 8m)$: 2

Coefficienti di forma:

Secondo le indicazioni della Circolare “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.8.6), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

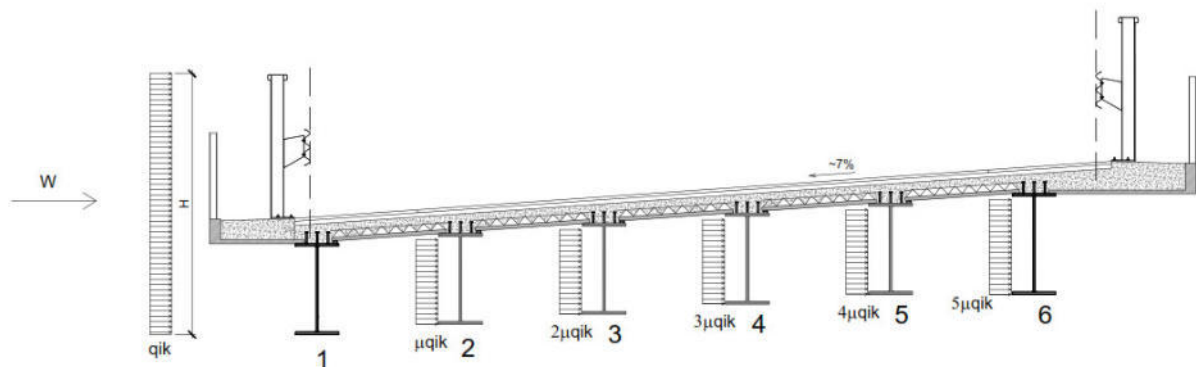
Pressione del vento con coefficiente di pressione $c_{pe} = 1.4$

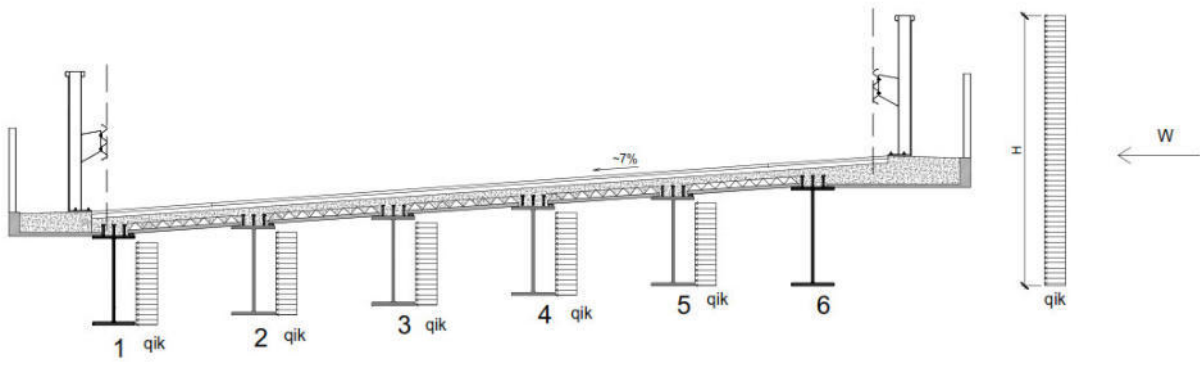
$$p(z_{min} = 5 \text{ m}) = 112 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{PONTE SCARICO}$$

$$p(z = 8 \text{ m}) = 130 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{PONTE CARICO}$$

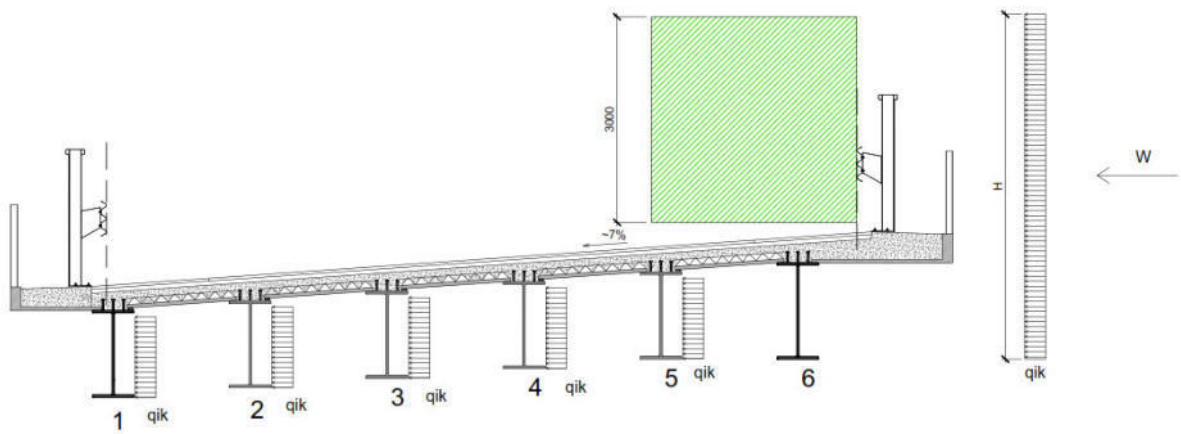
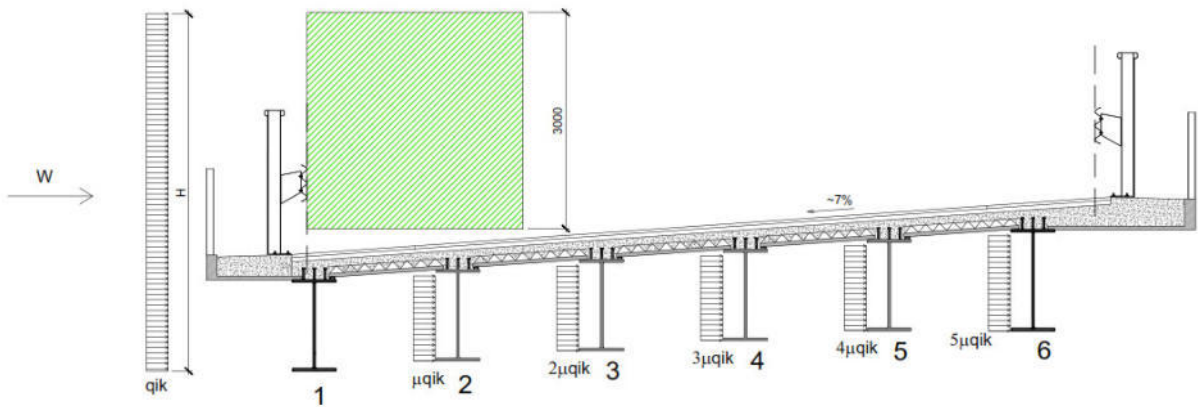
Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento. Poiché, però, la struttura è composta da travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale delle travi sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare. Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per le travi essendo diverse le distanze tra gli elementi. Per valutare l’entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare al paragrafo C3.3.8.6.2 “Travi multiple”. In particolare si afferma: “Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza d inferiore al doppio dell’altezza h , il valore della pressione sull’elemento successivo è pari a quello sull’elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo” $\mu = 0.2$ ”.

Poiché il ponte risulta in pendenza nella direzione trasversale, la situazione di vento spirante in direzione $-X$ risulta la più sfavorevole. A vantaggio di sicurezza, in questa condizione di carico, non si considerano per le travi parallele nessun coefficiente riduttivo.





Azione del vento a ponte scarico



Azione del vento a ponte carico

7.1.11 Effetti della temperatura

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel DM 17/01/2018, cap. 3. Dal momento che il DM 17/01/2018 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

Variazione termica uniforme

Lo schema degli appoggi previsto permette deformazioni libere dell'impalcato; ai soli fini del calcolo degli scorrimenti si considera una variazione uniforme di temperatura pari a:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 25$$

Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a 15 °C (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaiocl, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel.

EFFETTI TEMPERATURA

A_c		34400	cm ²	area sezione di conglomerato	
a		0.000012			
D_t		15	°C		
				deformazione per ritiro	
e_{D_t}		0.00018		totale	
$N_{D_t, tot}$		21101	kN	Forza assiale totale	
$M_{D_t, tot}$	$\frac{E_s}{n_g} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$	$N_{sh, tot} e$	10429	kNm	Momento totale
				Forza assiale sulla singola	
N_{D_t}	$N_{D_t, tot} / n^{\circ}_{travi}$	3517	kN	trave	
				Momento sulla singola	
M_{D_t}	$M_{D_t, tot} / n^{\circ}_{travi}$	1738	kNm	trave	

Nel caso in esame gli effetti secondari dovuti alla temperatura sono nulli in quanto trattasi di un ponte isostatico.

7.1.12 Cedimenti differenziali

Nel caso in esame gli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle sottostrutture sono nulli in quanto trattasi di un ponte isostatico.

7.1.13 Effetti dovuti al ritiro

Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$$A_c = 1376 \cdot 25 = 34400 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 1376 + 25 + 25 = 1426 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = 2 A_c / u = 48.24 \text{ cm}$$

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

7.1.14 Effetti reologici

Gli effetti della viscosità sono calcolati assumendo, per le sezioni miste, opportuni coefficienti di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo.

Il coefficiente di viscosità $j(t, t_0)$ è calcolato in accordo con l'appendice A1 della UNI ENV 1992-1-1:1993 (Eurocodice 2). Il coefficiente dipende dall'età del cls t_0 al momento dell'applicazione dei carichi.

Tempo ed ambiente

$t_s = 1 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento.

$t_0 = 8 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.

$t_0 = 1 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro.

$t = V_N = 100 \text{ anni} = 36.525 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni.

$RH = 75 \%$ Umidità ambientale relativa, in percentuale.

Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante t_0 di applicazione del carico al valore finale

convenzionale al tempo t.

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi (ε_v) proporzionali a quelle elastiche (ε_{el}), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma/E_{cm}$$

dove $\varphi(t, t_0)$ rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità. Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica ε_{el} (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0 Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

EFFETTI VISCOSITA'					
L	1376 cm	base sezione			
H	25 cm	altezza soletta			
A _c	34400 cm ²	area sezione di conglomerato			
u	1426 cm	perimetro a contatto con l'atmosfera			
h ₀ =2A _c /u	48.25 cm	area sezione di conglomerato			
V _n (anni)	100	vita nominale			
		RITIRO	PERMANENTI	ACCIDENTALI	
t		36500	36500	età del cls in giorni, al momento considerato	
t ₀		1	8	età del cls in giorni, al momento dell'applicazione del carico	
$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$		2.79	1.90	coefficiente di viscosità	
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$		2.82	1.92	coefficiente nominale di viscosità	
$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$		1.21	1.21	coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa	
RH (%)		80	80	umidità ambientale relativa, in percentuale	
$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7}$		0.87	0.87	coefficiente che prende in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	
$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2}$		0.96	0.96	coefficiente che prende in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	
$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$		0.90	0.90	coefficiente che prende in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	
$\beta(f_{cm}) = \frac{168}{\sqrt{f_{cm}}}$		2.56	2.56	coefficiente che tiene conto della resistenza del calcestruzzo	
$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$		0.91	0.62	coefficiente che tiene conto dell'effetto del calcestruzzo	
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$		0.99	0.99	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo	
$\beta_H = 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$		1296.34	1296.34	coefficiente	
Ψ_L		0.55	1.1	moltiplicatore della deformazione viscosa	
$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \Psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$		13436.15	11021.92	modulo elastico cls al tempo t (N/mm ²)	
$n_P = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)}$		15.63	19.05	6.16	coefficiente di omogeneizzazione

7.1.15 Ritiro del calcestruzzo

In conformità a quanto previsto al capitolo 11 delle NTC 2018, si valuta il ritiro del cls della soletta d'impalcato:

EFFETTI RITIRO CLS				
A_c	34400	cm ²	area sezione di conglomerato	
u	1426	cm	perimetro a contatto con l'atmosfera	
$h_0=2A_c/u$	48.25	cm	area sezione di conglomerato	
V_N (anni)	100		vita nominale	
RH (%)	80		umidità ambientale relativa, in percentuale	
$t-t_s$	36500	gg	età prevista	
$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}]$		0.989		
k_h	0.7			
ϵ_{c0}	-0.255	‰		
$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$	-0.00018			
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \cdot \epsilon_{cd,\infty}$	-0.00018			
$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$	-0.0000625			
$\epsilon_{ct}(t-t_s)$	-0.00024			

h_0 [mm]	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰) ϵ_{cd}					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

				deformazione per ritiro da essiccamento
				deformazione per ritiro autogeno
				deformazione per ritiro totale

Tuttavia si prescrive l'adozione di additivi compensatori di ritiro che garantiscano una deformazione per ritiro a t=inf non superiore a 1x10⁻⁴.

Ai fini delle verifiche si assume cautelativamente una deformazione per ritiro pari a 2.4x10⁻⁴.

$N_{sh,tot}$	$E_s \epsilon_{cs} A_c / n$	11044	kN	Forza di compressione da ritiro impedito
$M_{sh,tot}$	$N_{sh,tot} e$	5459	kNm	Momento da ritiro impedito
N_{sh}	$N_{sh,tot} / n^\circ_{travi}$	1841	kN	Forza di compressione da ritiro impedito su singola trave
M_{sh}	$M_{sh,tot} / n^\circ_{travi}$	910	kNm	Momento da ritiro impedito su singola trave

7.1.16 Azione sismica

In accordo con quanto riportato dalla normativa vigente, ai fini dell'analisi sismica si è considerata la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini d'accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{Vr} , nel periodo di riferimento V_R .

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche sono valutate mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

Si definiscono i seguenti parametri per il sito in oggetto:

LOCALIZZAZIONE INTERVENTO E RELATIVI PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le coordinate geografiche del punto rappresentativo del sito di costruzione usate per la definizione dell'azione sismica sono le seguenti:

LON= 11.50025 LAT= 43.61406

	TR	a_g/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga ($a_g \cdot S$) (m/s^2)
SLO	45	0.0526	2.5960	0.27	1.62	1.50	0.774
SLD	75	0.0622	2.6230	0.28	1.60	1.50	0.915
SLV	712	0.1460	2.3960	0.31	1.55	1.49	2.134
SLE	712	0.1460	2.3960	0.31	1.55	1.49	2.134
SLC	1462	0.1830	2.4020	0.31	1.54	1.44	2.578

CARATTERISTICHE D'USO DELLA STRUTTURA

- Vita nominale $V_n = 50$ anni;
- Classe d'uso III;
- Coefficiente d'uso $C_u = 1.50$;
- Periodo di riferimento $V_r = 75$ anni.

ALTRI PARAMETRI UTILIZZATI

- Categoria del suolo di fondazione: **C**
- Categoria topografica **T1**
- Coefficiente di smorzamento $\eta = 5\%$

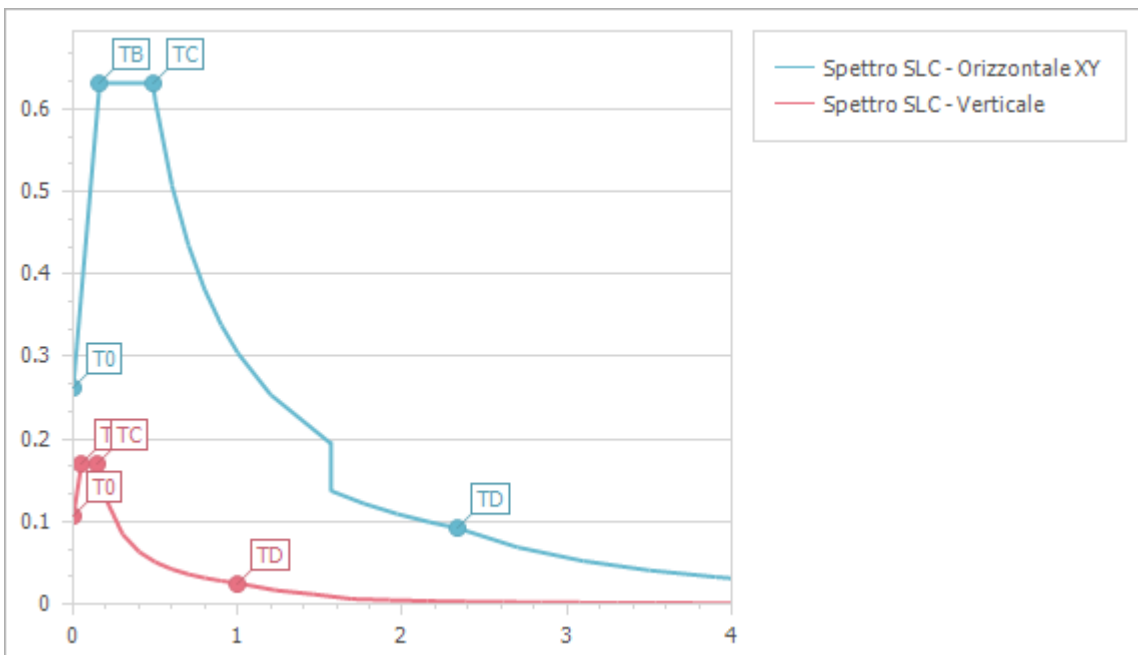
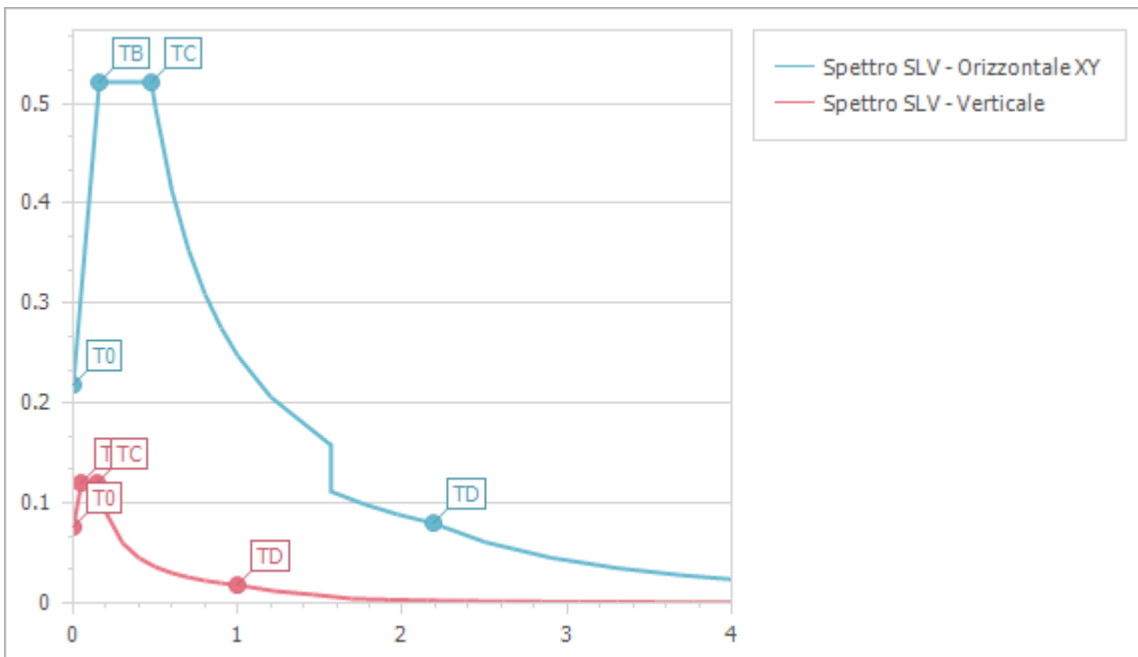
COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Si è scelto di progettare una struttura di tipo non dissipativo, in grado di resistere alle azioni sismiche attraverso un comportamento di tipo elastico, assumendo il fattore di struttura $q = 1.0$.

Si precisa che la direzione Y è intesa come coincidente con l'asse stradale mentre la direzione X è intesa come ortogonale all'asse stradale.

Per il dimensionamento dei dispositivi di appoggio si fa riferimento agli spostamenti, e conseguentemente alle azioni, derivanti dall'applicazione dello spettro per lo SLC (§ 7.10.6.2.2).

Si riportano nel seguito i valori degli spettri elastici sia per lo SLV che per lo SLC.



8.COMBINAZIONI DI CARICO

Si applicano le combinazioni di carico del DM 17. 01 .2018. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

g_{s1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

g_{s2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

g_D coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

g_{Di} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti Y_{0j} , Y_{1j} e Y_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU ¹⁰	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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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 state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

8.1. Combinazioni SLU e di esercizio

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

8.2. Combinazioni sismiche

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o “analisi lineare dinamica”. L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 14/01/08, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nell'espressione sopra riportata si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\gamma_{2j} = 0$.

Nel programma di calcolo si sono definite 3 combinazioni sismiche:

- $1,00E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$ nella quale si assume come dominante il sisma trasversale;

- $0.30E_x+1.00E_y+0.30E_z$ nella quale si assume come dominante il sisma longitudinale;
- $0.30E_x+0.30E_y+1,00E_z$ nella quale si assume come dominante il sisma verticale.

9.ANALISI MODALE E RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA

Come riportato sopra il comportamento sismico dell'opera è stato analizzato con analisi dinamica lineare di tipo modale con spettro di risposta.

La struttura è progettata con comportamento strutturale non dissipativo, la domanda sismica è stata calcolata riferendosi agli spettri di progetto riportati nei paragrafi precedenti per ciascun stato limite analizzato, ottenuti assumendo per fattore di comportamento $q = 1.0$.

Sono stati analizzati i primi 50 modi di vibrare della struttura, riportati nella tabella seguente.

MASSA ECCITATA

PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+8.46e+04	97	+1.96e-02	0	+1.61e+01	0
Progressiva	+8.46e+04	97	+1.96e-02	0	+1.61e+01	0
Modo: 2	+2.42e-02	0	+8.68e+04	100	+5.40e-01	0
Progressiva	+8.46e+04	97	+8.68e+04	100	+1.67e+01	0
Modo: 3	+1.17e-02	0	+1.41e+01	0	+9.53e-05	0
Progressiva	+8.46e+04	97	+8.68e+04	100	+1.67e+01	0
Modo: 4	+2.06e+02	0	+4.22e-01	0	+4.11e+04	47
Progressiva	+8.48e+04	98	+8.68e+04	100	+4.11e+04	47
Modo: 5	+7.02e+01	0	+2.49e-01	0	+2.92e+04	34
Progressiva	+8.49e+04	98	+8.68e+04	100	+7.03e+04	81
Modo: 6	+1.78e+03	2	+5.45e-04	0	+5.15e+01	0
Progressiva	+8.66e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 7	+2.20e-01	0	+1.14e+00	0	+2.35e-04	0
Progressiva	+8.66e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 8	+4.26e-01	0	+9.34e-05	0	+9.74e+00	0
Progressiva	+8.66e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 9	+1.90e-06	0	+7.18e-02	0	+4.17e-05	0
Progressiva	+8.66e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 10	+3.59e-04	0	+6.45e-01	0	+1.48e-04	0
Progressiva	+8.66e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 11	+1.07e+02	0	+2.49e-06	0	+7.83e-01	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 12	+1.24e-01	0	+1.44e-05	0	+7.84e-01	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 13	+7.95e-06	0	+2.80e-01	0	+1.85e-04	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 14	+1.20e-09	0	+1.49e+00	0	+1.15e-04	0



Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 15	+9.92e-07	0	+2.98e-04	0	+1.81e-06	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 16	+2.21e-06	0	+6.88e-05	0	+3.58e-05	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 17	+4.35e-02	0	+7.53e-06	0	+1.57e-05	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 18	+4.67e-01	0	+3.18e-07	0	+7.56e-01	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 19	+3.16e-05	0	+3.73e-04	0	+3.91e-05	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 20	+4.80e-07	0	+2.71e-03	0	+6.59e-07	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 21	+6.13e-08	0	+2.18e-03	0	+9.52e-06	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 22	+7.82e-07	0	+3.29e-04	0	+8.19e-07	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 23	+2.86e+00	0	+3.41e-08	0	+3.23e-03	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 24	+2.66e-04	0	+2.68e-04	0	+1.01e-02	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 25	+7.84e+00	0	+2.33e-08	0	+4.54e-04	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 26	+9.07e-06	0	+1.17e-02	0	+5.81e-06	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 27	+2.32e-07	0	+1.64e-03	0	+4.88e-05	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 28	+3.68e-01	0	+3.89e-08	0	+9.11e-02	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 29	+2.31e-05	0	+4.31e-04	0	+2.59e-07	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 30	+2.30e-04	0	+1.84e-07	0	+3.12e-04	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 31	+1.07e-05	0	+2.09e-08	0	+2.77e+00	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.04e+04	81
Modo: 32	+7.71e-02	0	+5.97e-08	0	+9.90e+01	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.05e+04	81
Modo: 33	+7.37e-06	0	+2.44e-05	0	+2.18e-04	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.05e+04	81
Modo: 34	+4.14e-02	0	+1.14e-08	0	+3.40e+03	4
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.39e+04	85
Modo: 35	+6.62e-08	0	+4.11e-06	0	+4.45e-02	0



Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.39e+04	85
Modo: 36	+7.66e-03	0	+3.64e-09	0	+1.98e+02	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.41e+04	85
Modo: 37	+9.72e-04	0	+3.85e-08	0	+3.38e+03	4
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.75e+04	89
Modo: 38	+4.74e-08	0	+8.63e-06	0	+3.28e-03	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.75e+04	89
Modo: 39	+4.09e-01	0	+7.28e-10	0	+1.30e+01	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.75e+04	89
Modo: 40	+2.96e-05	0	+7.96e-06	0	+5.66e-03	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.75e+04	89
Modo: 41	+1.44e-01	0	+9.46e-09	0	+4.58e+02	1
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.80e+04	90
Modo: 42	+9.01e-03	0	+6.46e-08	0	+2.09e+02	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.82e+04	90
Modo: 43	+7.60e-03	0	+4.91e-09	0	+1.39e+03	2
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 44	+9.31e-06	0	+2.26e-08	0	+1.92e-04	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 45	+2.45e-08	0	+2.86e-06	0	+2.14e-05	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 46	+4.49e-02	0	+7.90e-09	0	+3.24e+00	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 47	+1.19e-05	0	+1.11e-05	0	+1.27e-03	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 48	+4.82e-03	0	+5.57e-10	0	+1.08e+00	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 49	+3.50e-02	0	+2.22e-10	0	+1.49e+00	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92
Modo: 50	+1.62e-05	0	+3.09e-08	0	+4.90e+00	0
Progressiva	+8.68e+04	100	+8.68e+04	100	+7.96e+04	92



10.MODELLAZIONE

Modellazione struttura principale impalcato

La struttura è stata analizzata con un modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Le travi longitudinali sono state modellate attraverso elementi frame con opportune proprietà di rigidità. I frame che schematizzano le sei travi parallele in sezione composta, hanno caratteristiche statiche distinte in base alle dimensioni geometriche delle stesse e alle porzioni di soletta da considerare attiva ai fini della rigidità.

I frame sono stati modellati con le caratteristiche di rigidità del materiale acciaio e tutte le caratteristiche di inerzia assegnategli sono calcolate, nelle diverse fasi, omogeneizzando la sezione mista ad acciaio.

L'asse di ciascun frame è posto in corrispondenza del baricentro della sezione mista omogeneizzata.

I traversi, realizzati attraverso una travatura reticolare, e le diagonali di controvento di piano sono modellati come elementi tipo biella, trascurando la rigidità flessionale.

In corrispondenza ad ogni traverso si definiscono degli elementi di rigidità infinita, detti "corpi rigidi", che collegano l'asse delle travi principali con i nodi d'attacco della reticolare e dei controventi di piano. A tali nodi si collegano quindi gli elementi della reticolare che formano il traverso. Gli stessi "corpi rigidi" sono utilizzati per collegare le travi principali ai nodi in appoggio in corrispondenza delle spalle.

I controventi concentrici sono considerati solo con diagonale tesa attiva, trascurando il contributo delle diagonali compresse. Pertanto nel modello si inseriscono gli elementi diagonali di controvento con area dimezzata rispetto alla realtà, così che il programma possa computare gli spostamenti e sollecitazioni indotti nella struttura. Naturalmente nella verifica delle aste e delle giunzioni del controvento le sollecitazioni vengono raddoppiate.

Per l'applicazione dei carichi agenti sull'impalcato è stata modellata la soletta con elementi bidimensionali (shell) privi di rigidità (è stato assegnato un materiale con modulo elastico abbattuto di 3 ordini di grandezza rispetto al modulo elastico del calcestruzzo).

Il ritiro non è stato applicato al modello tridimensionale ma è stato considerato applicato in fase di verifica alle travi come sforzo normale eccentrico da contrazione impedita applicato alle estremità delle stesse, assumendo per il calcolo una deformazione da ritiro $\epsilon_{cs} = -2.4 \text{ E-}04$ pari a quella indicata nell'analisi dei carichi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte (più modelli di calcolo):

FASE 1 Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

FASE 2a Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=19,05$.

FASE 2b Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi dovuti al ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=15,63$.

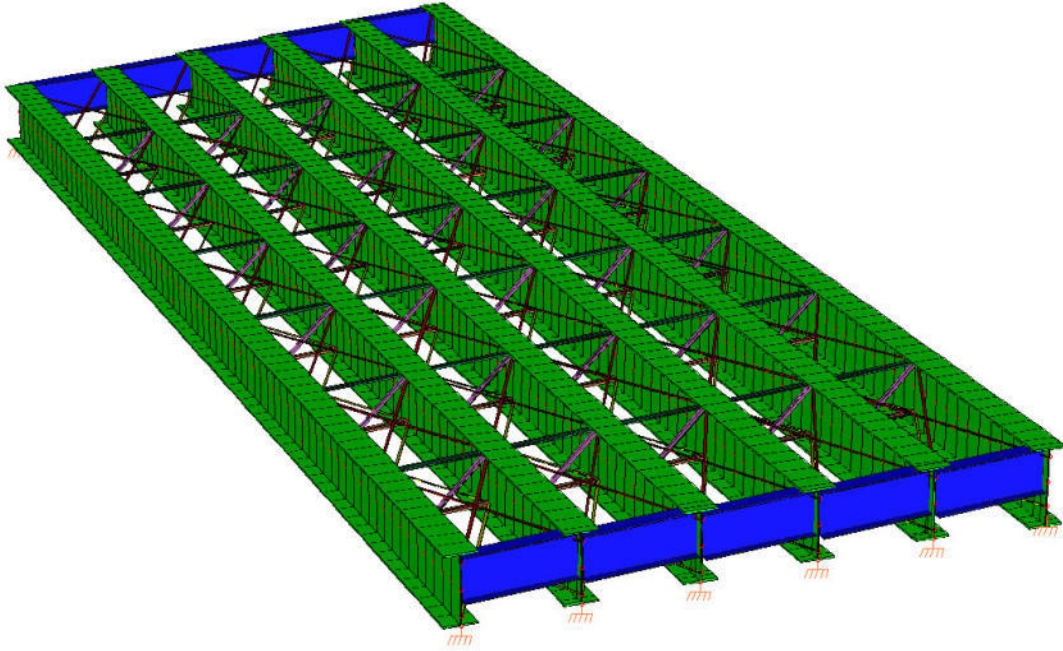
FASE 3 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, folla, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,16$.

Sis Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,16$.

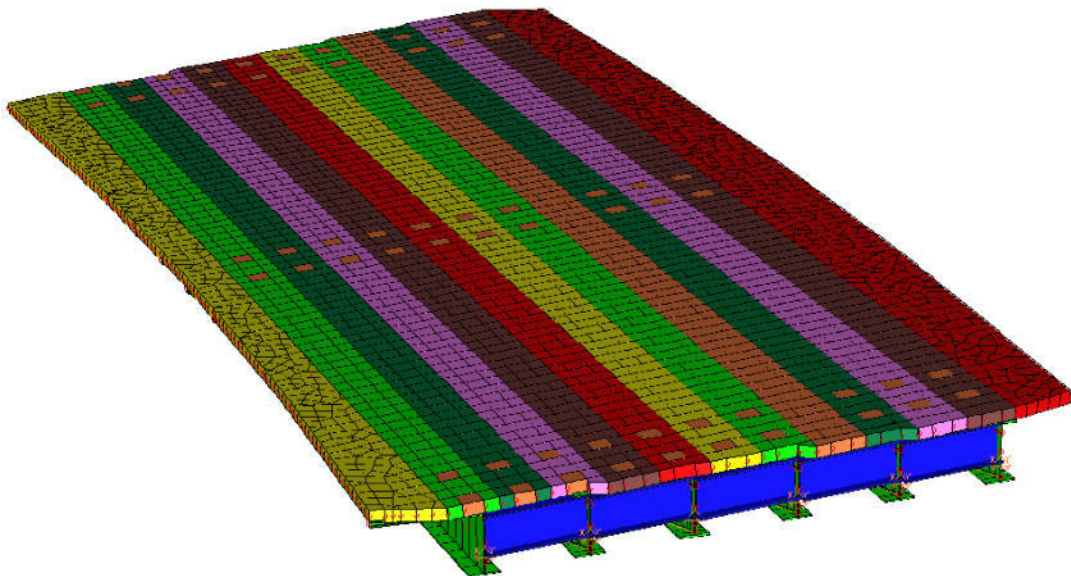
L'analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione trasversale e longitudinale degli impalcati, a l'asse Z coincidente con la direzione verticale. Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.

Per lo studio degli effetti sismici, visto che l'impalcato è isolato dalle sottostrutture per mezzo di isolatori elastomerici sulle spalle è stato modellato il sistema di vincolamento per ricavare le azioni trasmesse alle sottostrutture.

Sono stati ricavati i carichi sui dispositivi di vincolo per carichi non sismici e sismici.



Modello 3D solo graticcio metallico



Modello 3D struttura completa

Per lo studio degli effetti sulle sottostrutture, si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

Modellazione soletta

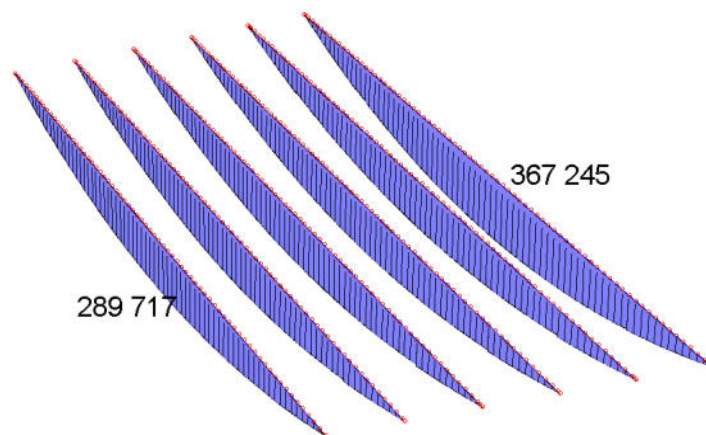
La descrizione del calcolo e dei modelli utilizzati per la determinazione delle sollecitazioni in soletta è riportata direttamente nel capitolo relativo alle verifiche della soletta.

11. RISULTATI ANALISI

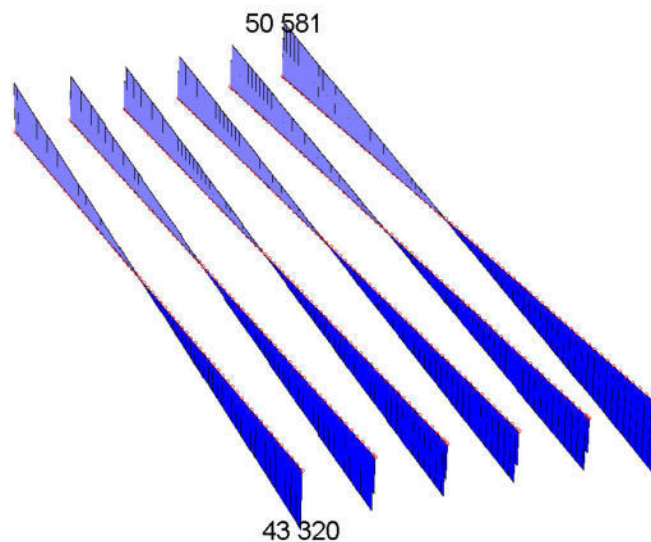
I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione sono raffigurati nelle seguenti immagini.

Seguono gli andamenti delle sollecitazioni osservate nelle principali combinazioni di carico già incrementate con i coefficienti dello SLU e involuppate tra massimi e minimi.

FASE 1 - Acciaio

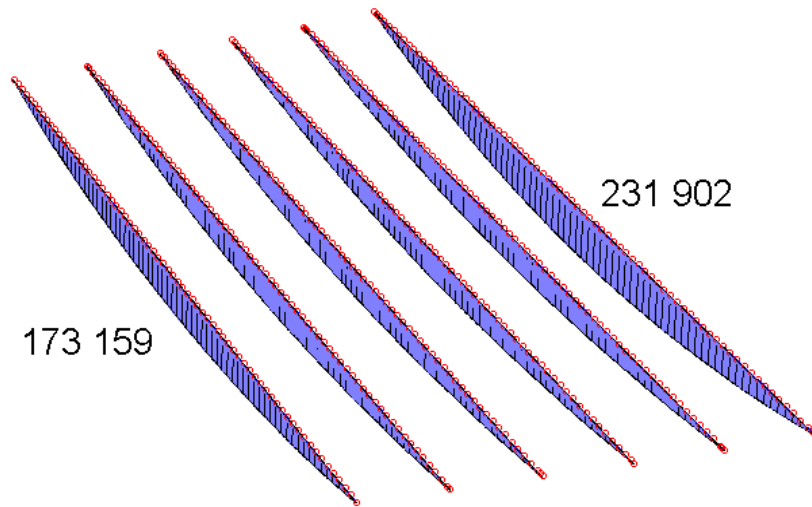


Momento flettente Mz per pesi propri acciaio e getto cls (kgm)

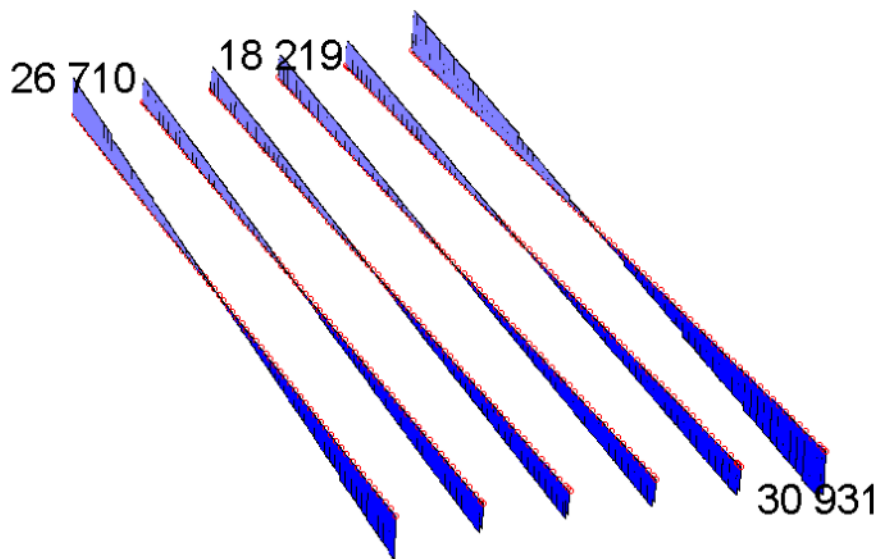


Taglio Fy per pesi propri acciaio e getto cls (kg)

FASE 2a - Permanenti

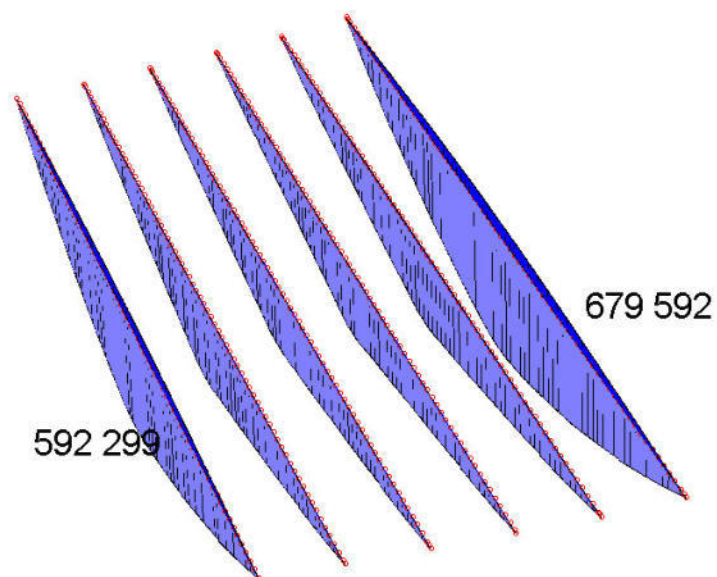


Momento flettente M_z per carichi permanenti (kgm)

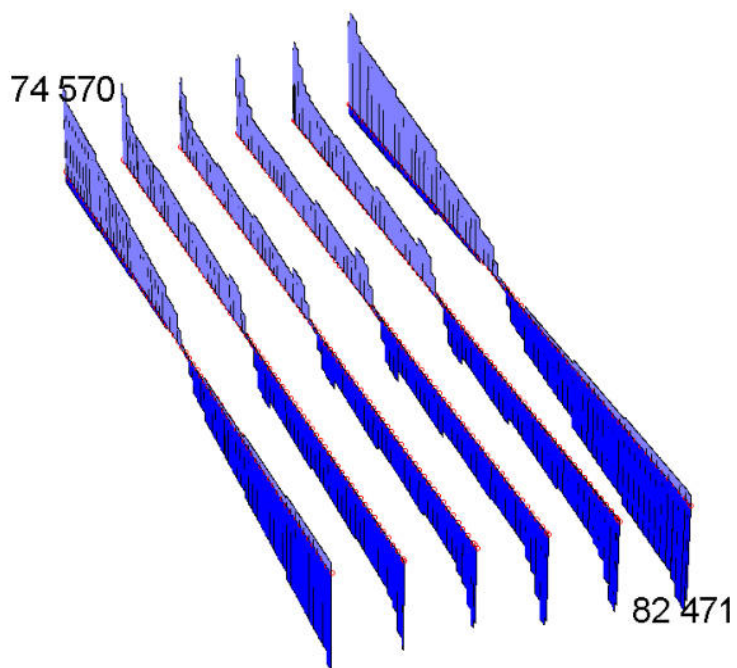


Taglio F_y per carichi permanenti (kg)

FASE 3 – Accidentale mezzi



Momento flettente M_z per carichi accidentali mezzi (kgm)



Inviluppo Taglio per carichi accidentali mezzi (kg)

12. VERIFICHE IMPALCATO

Sono state eseguite verifiche agli stati limite, secondo quanto indicato al punto 4.2.2.1 delle NTC 2018. In particolare sono state condotte le seguenti verifiche allo stato limite ultimo:

- stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento.

Sono state inoltre condotte verifiche allo stato limite di esercizio valutando gli stati limite di fessurazione, delle tensioni in esercizio, deformazione e spostamento. Quest'ultima viene eseguita controllando i massimi spostamenti dell'impalcato provocati dai soli carichi mobili, fatti transitare senza applicazione di coefficienti.

È stato utilizzato il metodo di analisi globale di tipo elastico.

12.1. Verifiche delle travi

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo la soletta in c.a. connessa mediante connettori a taglio tipo Nelson.

Classificazione della sezione

La definizione delle classi è fornita dalle NTC 2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Trave tipo 1 (trave1)

Anima	$c/t = 120/2.5 = 48 < 72e = 58.58$	CLASSE 1
Piattabanda superiore	$c/t = 28.75/3.0 = 9.6 < 14e = 11.39$	CLASSE 3
Piattabanda inferiore	$c/t = 28.75/3.5 = 8.21 < 14e = 11.39$	CLASSE 3

Trave tipo 2 (trave2-3-4-5)

Anima	$c/t = 120/2.5 = 48 < 72e = 58.58$	CLASSE 1
Piattabanda superiore	$c/t = 28.75/3.0 = 9.6 < 14e = 11.39$	CLASSE 3
Piattabanda superiore	$c/t = 28.75/3.0 = 9.6 < 14e = 11.39$	CLASSE 3

Trave tipo 3 (trave 6)

Anima	$c/t = 134/2.5 = 53.6 < 72e = 58.58$	CLASSE 1
Piattabanda superiore	$c/t = 28.75/3.0 = 9.6 < 14e = 11.39$	CLASSE 3
Piattabanda inferiore	$c/t = 28.75/3.5 = 8.21 < 14e = 11.39$	CLASSE 3

Le travi sono tutte classificate in **CLASSE 3**.

Pertanto la capacità resistente delle sezioni è stata calcolata con il metodo di calcolo elastico.

Per quanto riguarda le sezioni miste acciaio calcestruzzo la valutazione delle tensioni massime per la struttura sia per la parte in acciaio che per quella in cls è stata effettuata facendo riferimento a tre fasi, precedentemente descritte, ciascuna corrispondente ad una diversa situazione in cui viene a trovarsi la struttura nel tempo.

Per tutti gli effetti sono stati cumulati i contributi relativi a ciascuna delle tre configurazioni anzidette.

Nelle verifiche di deformabilità e resistenza sono riportati solo i valori maggiormente significativi.

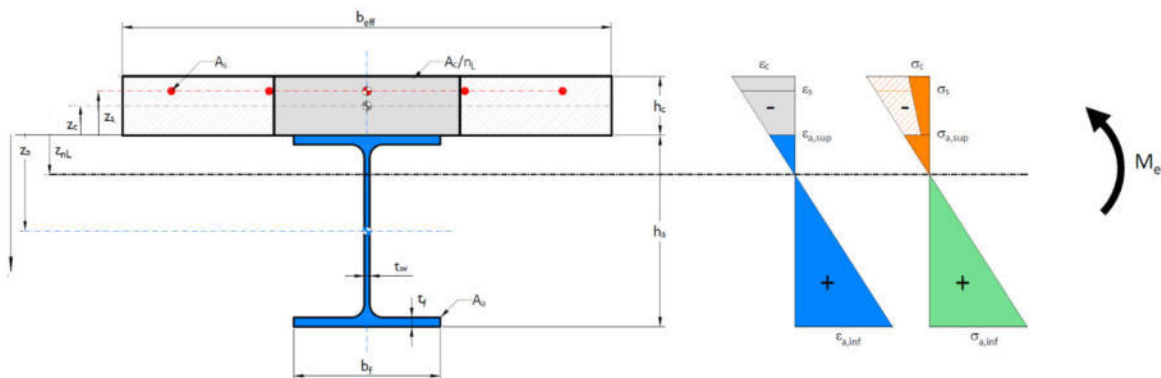
12.2. Verifiche di resistenza allo SLU

Secondo il metodo di calcolo elastico le tensioni nei punti notevoli della sezione sono stati calcolati con le seguenti formule:

$$s_c = M_e / (n \times J_{nL}) \times (z_{nL} + h_c) \quad \text{Massima tensione di compressione nel calcestruzzo}$$

$$s_{a,sup} = M_e / J_{nL} \times z_{nL} \quad \text{Tensione di compressione al lembo superiore del profilo}$$

$$s_{a,inf} = M_e / J_{nL} \times (h_a - z_{nL}) \quad \text{Tensione di compressione al lembo superiore del profilo}$$



Le tensioni tangenziali date dal taglio sono calcolate con la formula semplificativa:

$$t_a = T_e / (t_w h_w)$$

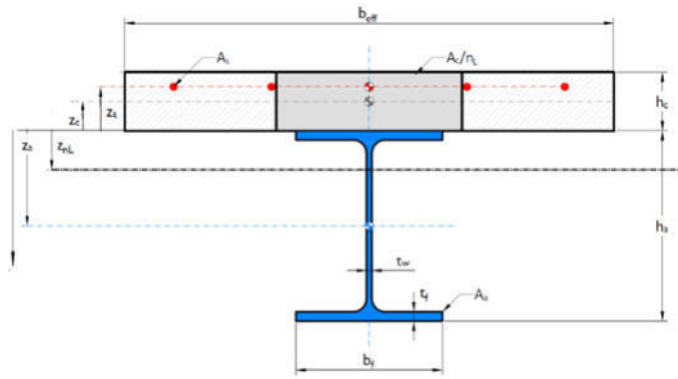
Le verifiche di resistenza risultano verificate secondo il criterio

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza per ciascuna trave nella sezione di mezzera e nella sezione all'appoggio.

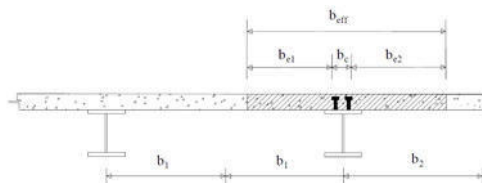
VERIFICA TRAVE 1





Caratteristiche geometriche

L	28000mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1500mm	lato sbalzo
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	1350mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2500mm	largh efficace

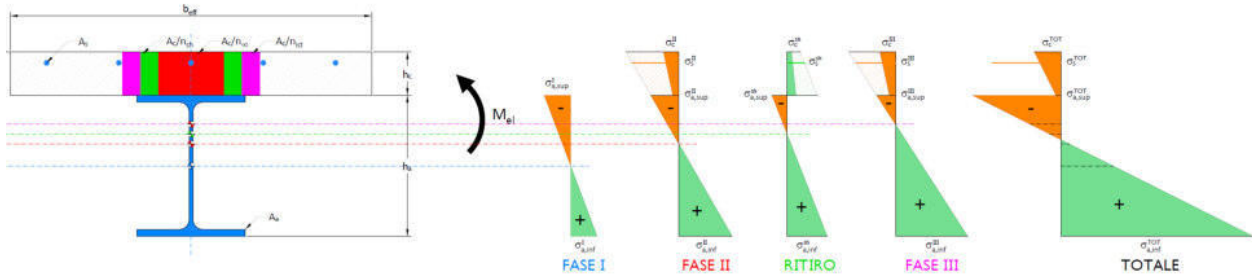


Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

t_s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio larghezza ala superiore
b_s	600mm	trave in acciaio spessore anima trave in
t_w	25mm	acciaio altezza anima trave in
h_w	1200mm	acciaio
t_f	35mm	spessore ala inferiore

			trave in acciaio larghezza ala inferiore
b_f		600mm	trave in acciaio
hw		1265mm	altezza trave
Ferri soletta			
		200mm	passo ferri superiori
p_{ferri,sup}		0mm	soletta diametro ferri superiori
f_{ferri,sup}			soletta
p_{ferri,inf}		200mm	passo ferri inferiori soletta
		0mm	diametro ferri inferiori
f_{ferri,inf}			soletta area ferri
A_s		0mm ²	soletta ordinata baricentro ferri
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	soletta
Carpenteria metallica			
			area ala sup trave in
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	acciaio area anima trave in
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	acciaio area ala inf trave in
A_{inf}	$b_f t_f$	21000mm ²	acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	69000mm ²	area trave in acciaio
z_{g,sup}	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
z_{g,w}	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
z_{g,inf}	$t_s+h_w+t_f/2$	1248mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	2143750mm ⁴	momento d'inerzia ala inf ordinata baricentrotrave in
z_a		658mm	acciaio
		1836679375	
J_a		0mm ⁴	momento d'inerzia trave in
J_{wa}		20225000mm ⁴	acciaio
Calcestruzzo			
A_{c1}	BH	625000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup area sez cls
A_c	Bh_c+bh	625000mm ²	tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	3255208333mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2 ordinata baricentro soletta
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2

ordinata baricentro sez cls
 z_c -125mm
 tot
 J_{wc} $Bh_c^3/6$ 6510416667mm⁴
 momento d'inertia cls

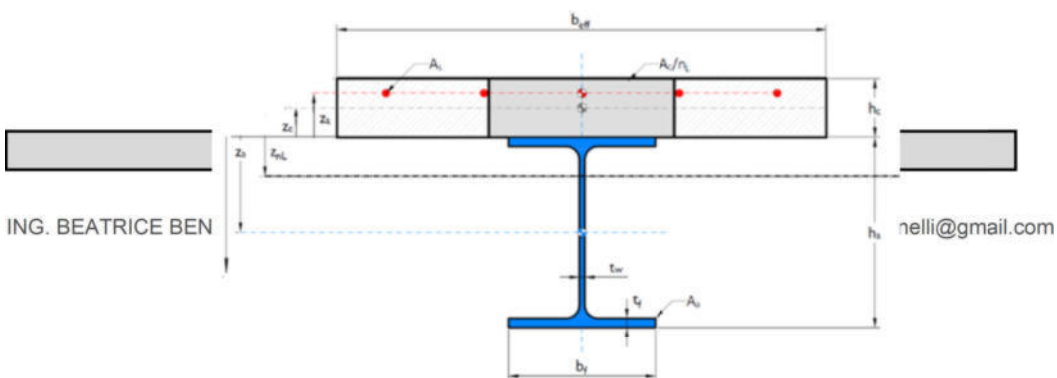


VERIFICA SEZIONE MEZZERIA

	n	z_{nL} mm	J_{nL} mm ⁴	A_{nL} mm ²	M kNm	T kN	N kN	σ_c N/mm ²	$\sigma_{a,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{a,inf}$ N/mm ²	τ_a N/mm ²
fase 1		658	18366793750	69000	3000	0	0		107.39	99.23	0.00
fase 2a	19.05	405	32151265066	101803	1760	0	0	1.88	22.19	47.06	0.00
fase 2b (ritiro)	15.63	370	34076524949	108989	1200	0	2130	1.40	43.91	0.63	0.00
fase 3	6.16	192	44038247271	170420	6060	300	0	9.87	26.40	147.68	10.00
$\sigma_{TOT} = \sigma_{fase_i} + \sigma_{fase_ii} + \sigma_{fase_iii} + \sigma_{sh} 1.15$									199.89	294.60	10.00
σ_{sd}									13.15	200.64	295.11
$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$									23.33	338.10	338.10
									0.56	0.59	0.87
									< 1	< 1	< 1

VERIFICA SEZIONE APPOGGIO SPALLA

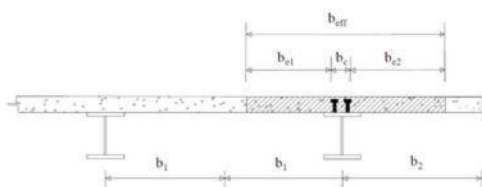
	T kN	τ_a N/mm ²		σ_{sd}	=	195.20 N/mm ²	Verificato
fase 1	440	14.67					
fase 2a	280	9.33					
fase 2b (ritiro)	0	0.00					
fase 3	750	25.00					
	τ_{tot}	49.00	<	σ_{sd}	=	195.20 N/mm ²	Verificato



nelli@gmail.com

3346854176

L	28350mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2000mm	largh efficace



Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{e1} e b_{e2}

t_s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b_s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h_w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t_f	30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b_f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h_w	1260mm	altezza trave
Ferri soletta		
p_{ferri,sup}	200mm	passo ferri superiori soletta

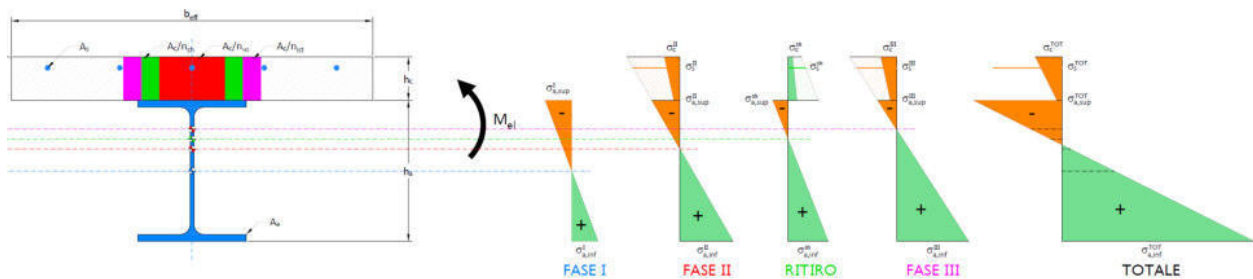
$f_{ferri,sup}$		0mm	diametro ferri superiori soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
$f_{ferri,inf}$		0mm	diametro ferri inferiori soletta
A_s		0mm ²	area ferri soletta
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro ferri soletta

Carpenteria metallica

A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_i t_i$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_i/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_i t_i^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		630mm	ordinata baricentrotrave in acciaio
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		17050000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio

Calcestruzzo

A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta
A_{c2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_c	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta in cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	ordinata baricentro cls 2
z_c		-125mm	ordinata baricentro sez cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls



VERIFICA SEZIONE MEZZERIA

	n	z _{nL} mm	J _{nL} mm ⁴	A _{nL} mm ²	M kNm	T kN	N kN	σ _c N/mm ²	σ _{a,sup} N/mm ²	σ _{a,inf} N/mm ²	τ _a N/mm ²
fase 1		630	17218800000	66000	2910	0	0		106.47	106.47	0.00
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	1430	0	0	1.78	21.16	43.05	0.00
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	1200	0	2130	1.64	47.79	3.18	0.00
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	4440	320	0	8.70	24.71	121.02	10.67
					$\sigma_{TOT} = \sigma_{fase_I} + \sigma_{fase_II} + \sigma_{fase_III} + \sigma_{sh}$			12.12	200.13	273.73	10.67
								σ _{id}	12.12	200.98	274.35
								$f_d = \frac{f_t}{\gamma_M}$	23.33	338.10	338.10
								γ _M	0.52	0.59	0.81
									< 1	< 1	< 1
									Verificato	Verificato	Verificato

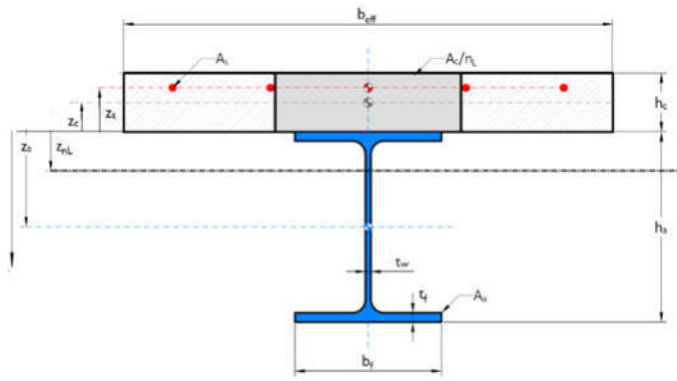
VERIFICA SEZIONE APPOGGIO SPALLA

	T kN	τ _a N/mm ²		σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato
fase 1	410	13.67						
fase 2a	200	6.67						
fase 2b (ritiro)	0	0.00						
fase 3	720	24.00						
	τ _{tot}	44.33	<	σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato



VERIFICA TRAVE 3





L	28650mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	850mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	2000mm	largh efficace



t_s	30mm	spessore ala superiore trave in acciaio
b_s	600mm	larghezza ala superiore trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave in acciaio
h_w	1200mm	altezza anima trave in acciaio
t_f	30mm	spessore ala inferiore trave in acciaio
b_f	600mm	larghezza ala inferiore trave in acciaio
h_w	1260mm	altezza trave

Ferri soletta

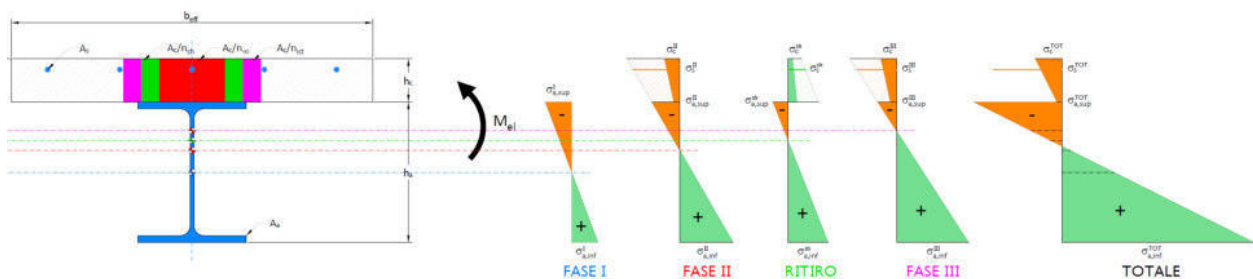
$p_{ferri,sup}$	200mm	passo ferri superiori soletta
$f_{ferri,sup}$	0mm	diametro ferri superiori
$p_{ferri,inf}$	200mm	soletta
$f_{ferri,inf}$	0mm	passo ferri inferiori soletta
A_s	0mm ²	diametro ferri inferiori
z_s	$h+h_c/2$	soletta
		area ferri
		soletta
		ordinata baricentro ferri
		soletta

Carpenteria metallica

A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	area ala sup trave in acciaio
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_r t_r$	18000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_r/2$	1245mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_r t_r^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
z_a		630mm	ordinata baricentrotrave in acciaio
J_a		17218800000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio
J_{wa}		17050000mm ⁴	momento d'inerzia trave in acciaio

Calcestruzzo

A_{C1}	BH	500000mm ²	area soletta
A_{C2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
A_C	Bh_c+bh	500000mm ²	area sez cls tot
J_{C1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{C2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
z_{gC1}	$h+h_c/2$	-125mm	ordinata baricentro soletta
z_{gC2}	$h/2$	0mm	in cls
z_C		-125mm	ordinata baricentro sez cls
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm ⁴	tot
			momento d'inerzia cls



VERIFICA SEZIONE MEZZERIA

	n	z _{nL} mm	J _{nL} mm ⁴	A _{nL} mm ²	M kNm	T kN	N kN	σ _c N/mm ²	σ _{a,sup} N/mm ²	σ _{a,inf} N/mm ²	τ _a N/mm ²
fase 1		630	17218800000	66000	2870	0	0		105.01	105.01	0.00
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	1350	0	0	1.68	19.98	40.65	0.00
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	1200	0	2130	1.64	47.79	3.18	0.00
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	3700	320	0	7.25	20.59	100.85	10.67
$\sigma_{TOT} = \sigma_{fase_I} + \sigma_{fase_II} + \sigma_{fase_III} + \sigma_{sh}$								10.57	193.36	249.68	10.67
								σ _{id}	10.57	194.24	250.37
								$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$	23.33	338.10	338.10
									0.45	0.57	0.74
									< 1	< 1	< 1
								Verificato	Verificato	Verificato	

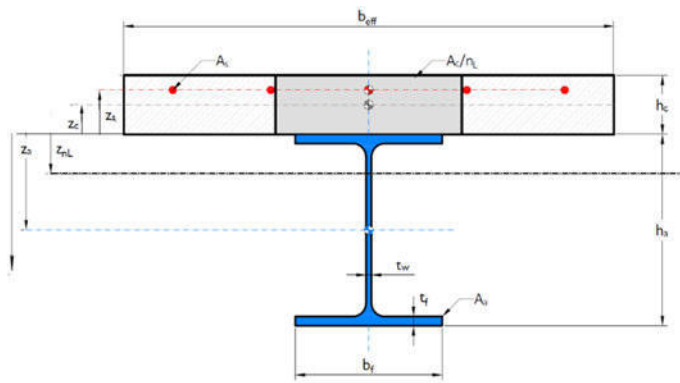
VERIFICA SEZIONE APPOGGIO SPALLA

	T kN	τ _a N/mm ²		σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato
fase 1	410	13.67						
fase 2a	200	6.67						
fase 2b (ritiro)	0	0.00						
fase 3	720	24.00						
	τ _{tot}	44.33	<	σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato

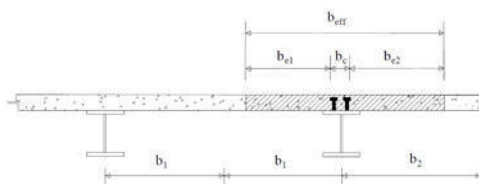


VERIFICA TRAVE 4





		Luce della
L	28960mm	trave
		altezza
h_c	250mm	soletta
h	0mm	
b	0mm	
		interasse
i	2000mm	travi
		distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
		largh collaborante lato
b_{e1}	850mm	sx
		largh collaborante lato
b_{e2}	850mm	dx
		largh
B=b_{eff}	2000mm	efficace



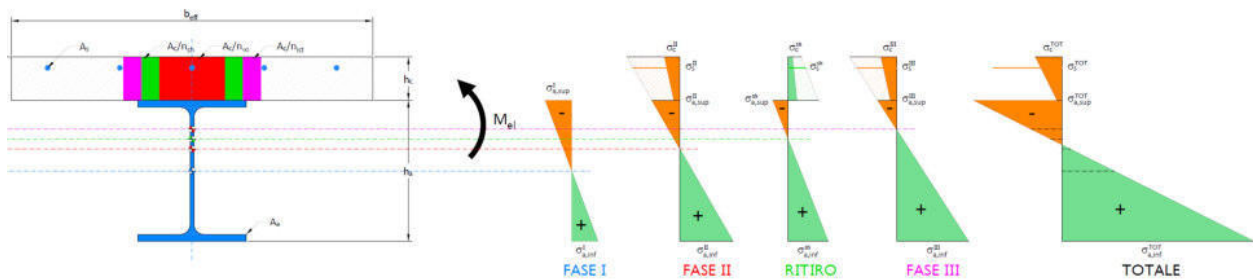
Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

		spessore ala superiore
t_s	30mm	trave in acciaio
		larghezza ala superiore
b_s	600mm	trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave

			in acciaio
			altezza anima trave in
h_w		1200mm	acciaio
			spessore ala inferiore
t_f		30mm	trave in acciaio
			larghezza ala inferiore
b_f		600mm	trave in acciaio
h_w		1260mm	altezza trave
Ferri soletta			
			passo ferri superiori
$p_{ferri,sup}$		200mm	soletta
			diametro ferri superiori
$f_{ferri,sup}$		0mm	soletta
			passo ferri inferiori
$p_{ferri,inf}$		200mm	soletta
			diametro ferri inferiori
$f_{ferri,inf}$		0mm	soletta
			area ferri
A_s		0mm ²	soletta
			ordinata baricentro
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ferri soletta
Carpenteria metallica			
			area ala sup trave in
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	acciaio
			area anima trave in
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	acciaio
			area ala inf trave in
A_{inf}	$b_f t_f$	18000mm ²	acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
			ordinata baricentro ala
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	sup
			ordinata baricentro
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	anima
			ordinata baricentro ala
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_f/2$	1245mm	inf
			momento d'inerzia ala
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	sup
			momento d'inerzia
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	anima
			momento d'inerzia ala
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	1350000mm ⁴	inf
z_a		630mm	ordinata
			baricentrotrave in

acciaio

		1721880000	
J_a		0mm^4	momento d'inerzia
J_{wa}		17050000mm^4	trave in acciaio
Calcestruzzo			
A_{c1}	BH	500000mm^2	area soletta area sez cls sopra ala
A_{c2}	bh	0mm^2	sup area sez cls
A_c	Bh_c+bh	500000mm^2	tot momento d'inerzia
J_{c1}	$Bh_c^3/12$	2604166667mm^4	soletta momento d'inerzia
J_{c2}	$bh^3/12$	0mm^4	sez2 ordinata baricentro
z_{gc1}	$h+h_c/2$	-125mm	soletta in cls ordinata baricentro cls
z_{gc2}	$h/2$	0mm	2 ordinata baricentro sez
z_c		-125mm	cls tot
J_{wc}	$Bh_c^3/6$	5208333333mm^4	momento d'inerzia cls



VERIFICA SEZIONE MEZZERIA

	n	z _{nL} mm	J _{nL} mm ⁴	A _{nL} mm ²	M kNm	T kN	N kN	σ _c N/mm ²	σ _{a,sup} N/mm ²	σ _{a,inf} N/mm ²	τ _a N/mm ²
fase 1		630	1721880000	66000	2880	0	0		105.37	105.37	0.00
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	1360	0	0	1.69	20.12	40.95	0.00
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	1200	0	2130	1.64	47.79	3.18	0.00
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	3850	320	0	7.55	21.43	104.94	10.67
$\sigma_{TOT} = \sigma_{fase_I} + \sigma_{fase_II} + \sigma_{fase_III} + \sigma_{sh}$								10.88	194.71	254.44	10.67
								σ _{id}	10.88	195.59	255.11
								$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$	23.33	338.10	338.10
									0.47	0.58	0.75
									< 1	< 1	< 1
									Verificato	Verificato	Verificato

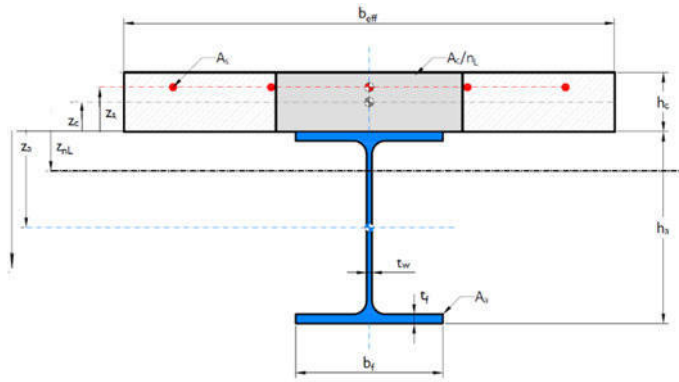
VERIFICA SEZIONE APPOGGIO SPALLA

	T kN	τ _a N/mm ²
fase 1	410	13.67
fase 2a	200	6.67
fase 2b (ritiro)	0	0.00
fase 3	720	24.00
	τ _{tot}	44.33
		<
	σ _{id}	= 195.20
		N/mm ² Verificato



VERIFICA TRAVE 5





		Luce della
L	29300mm	trave
		altezza
h_c	250mm	soletta
h	0mm	
b	0mm	interasse
i	2000mm	travi
		distanza tra gli assi dei
b₀	300mm	connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	1000mm	lato trave adiacente
		largh collaborante lato
b_{e1}	850mm	sx
		largh collaborante lato
b_{e2}	850mm	dx
		largh
B=b_{eff}	2000mm	efficace



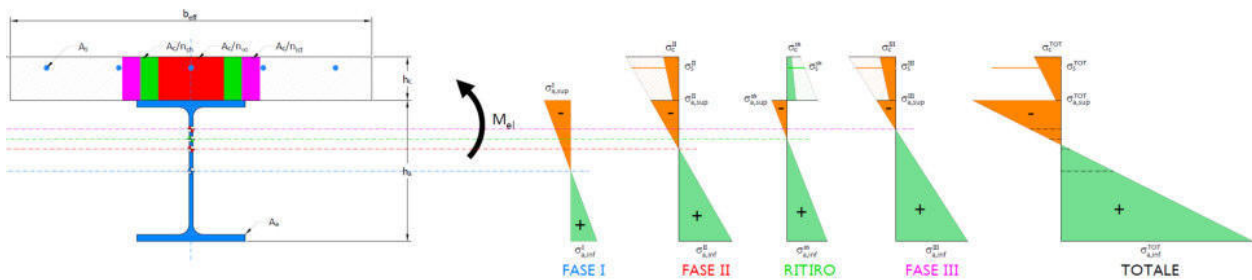
		spessore ala superiore
t_s	30mm	trave in acciaio
		larghezza ala superiore
b_s	600mm	trave in acciaio
t_w	25mm	spessore anima trave

			in acciaio
			altezza anima trave in
h_w		1200mm	acciaio
			spessore ala inferiore
t_f		30mm	trave in acciaio
			larghezza ala inferiore
b_f		600mm	trave in acciaio
h_w		1260mm	altezza trave
Ferri soletta			
			passo ferri superiori
$p_{ferri,sup}$		200mm	soletta
			diametro ferri superiori
$f_{ferri,sup}$		0mm	soletta
			passo ferri inferiori
$p_{ferri,inf}$		200mm	soletta
			diametro ferri inferiori
$f_{ferri,inf}$		0mm	soletta
			area ferri
A_s		0mm ²	soletta
			ordinata baricentro
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	ferri soletta
Carpenteria metallica			
			area ala sup trave in
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	acciaio
			area anima trave in
A_w	$h_w t_w$	30000mm ²	acciaio
			area ala inf trave in
A_{inf}	$b_f t_f$	18000mm ²	acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	66000mm ²	area trave in acciaio
			ordinata baricentro ala
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	sup
			ordinata baricentro
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	630mm	anima
			ordinata baricentro ala
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_f/2$	1245mm	inf
			momento d'inerzia ala
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	sup
			momento d'inerzia
J_w	$t_w h_w^3/12$	3600000000mm ⁴	anima
			momento d'inerzia ala
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	1350000mm ⁴	inf
z_a		630mm	ordinata
			baricentrotrave in

acciaio

1721880000

J_a		0mm ⁴	
			momento d'inerzia
J_{wa}		17050000mm ⁴	trave in acciaio
Calcestruzzo			
A_{c1}	BH	500000mm ²	area soletta area sez cls sopra ala
A_{c2}	bh	0mm ²	sup area sez cls
A_c	Bh _c +bh	500000mm ²	tot momento d'inerzia
J_{c1}	Bh _c ³ /12	2604166667mm ⁴	soletta momento d'inerzia
J_{c2}	bh ³ /12	0mm ⁴	sez2 ordinata baricentro
z_{gc1}	h+h _c /2	-125mm	soletta in cls ordinata baricentro cls
z_{gc2}	h/2	0mm	2 ordinata baricentro sez
z_c		-125mm	cls tot
J_{wc}	Bh _c ³ /6	5208333333mm ⁴	momento d'inerzia cls



VERIFICA SEZIONE MEZZERIA

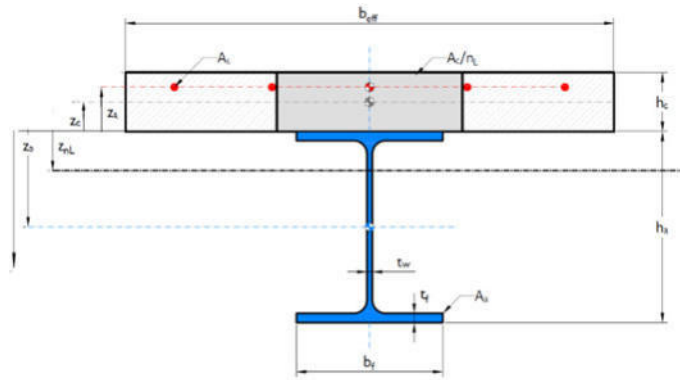
	n	z _{nL} mm	J _{nL} mm ⁴	A _{nL} mm ²	M kNm	T kN	N kN	σ _c N/mm ²	σ _{a,sup} N/mm ²	σ _{a,inf} N/mm ²	τ _a N/mm ²
fase 1		630	17218800000	66000	2910	0	0		106.47	106.47	0.00
fase 2a	19.05	415	28058685184	92243	1430	0	0	1.78	21.16	43.05	0.00
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	97991	1200	0	2130	1.64	47.79	3.18	0.00
fase 3	6.16	214	38387300681	147136	4300	320	0	8.43	23.93	117.21	10.67
$\sigma_{TOT} = \sigma_{fase_I} + \sigma_{fase_II} + \sigma_{fase_III} + \sigma_{sh}$								11.85	199.35	269.91	10.67
								σ _{id}	11.85	200.21	270.54
								$f_d = \frac{f_s}{\gamma_M}$	23.33	338.10	338.10
									0.51	0.59	0.80
									< 1	< 1	< 1

VERIFICA SEZIONE APPOGGIO SPALLA

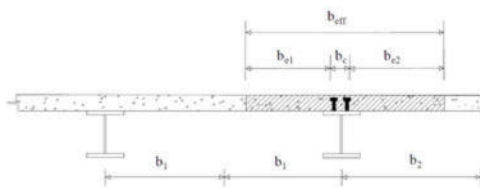
	T kN	τ _a N/mm ²		σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato
fase 1	410	13.67						
fase 2a	200	6.67						
fase 2b (ritiro)	0	0.00						
fase 3	720	24.00						
	τ _{tot}	44.33	<	σ _{id}	=	195.20	N/mm ²	Verificato



VERIFICA TRAVE 6



L	29600mm	Luce della trave
h_c	250mm	altezza soletta
h	0mm	
b	0mm	
i	2000mm	interasse travi
b₀	300mm	distanza tra gli assi dei connettori
b₁	1000mm	lato trave adiacente
b₂	2300mm	lato sbalzo
b_{e1}	850mm	largh collaborante lato sx
b_{e2}	2150mm	largh collaborante lato dx
B=b_{eff}	3300mm	largh efficace



Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_e

t_s	30mm	spessore ala superiore
b_s	600mm	trave in acciaio
t_w	25mm	larghezza ala superiore
h_w	1340mm	trave in acciaio
		spessore anima trave in
		acciaio
		altezza anima trave in

			acciaio
			spessore ala inferiore trave
t_f		35mm	in acciaio
			larghezza ala inferiore
b_f		600mm	trave in acciaio
h_w		1405mm	altezza trave
Ferri soletta			
$p_{ferri,sup}$		200mm	passo ferri superiori soletta
			diametro ferri superiori
$f_{ferri,sup}$		0mm	soletta
$p_{ferri,inf}$		200mm	passo ferri inferiori soletta
			diametro ferri inferiori
$f_{ferri,inf}$		0mm	soletta
			area ferri
A_s		0mm ²	soletta
			ordinata baricentro ferri
z_s	$h+h_c/2$	-125mm	soletta
Carpenteria metallica			
			area ala sup trave in
A_{sup}	$b_s t_s$	18000mm ²	acciaio
A_w	$h_w t_w$	33500mm ²	area anima trave in acciaio
A_{inf}	$b_f t_f$	21000mm ²	area ala inf trave in acciaio
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	72500mm ²	area trave in acciaio
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	15mm	ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	700mm	ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_f/2$	1388mm	ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	1350000mm ⁴	momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	5012716667mm ⁴	momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	2143750mm ⁴	momento d'inerzia ala inf
			ordinata baricentrotrave in
z_a		729mm	acciaio
J_a		23326778822mm ⁴	
			momento d'inerzia trave in
J_{wa}		20954167mm ⁴	acciaio
Calcestruzzo			
A_{C1}	BH	825000mm ²	area soletta
A_{C2}	bh	0mm ²	area sez cls sopra ala sup
			area sez cls
A_c	Bh_c+bh	825000mm ²	tot
J_{C1}	$Bh_c^3/12$	4296875000mm ⁴	momento d'inerzia soletta
J_{C2}	$bh^3/12$	0mm ⁴	momento d'inerzia sez2
			ordinata baricentro soletta
z_{gC1}	$h+h_c/2$	-125mm	in cls

VERIFICHE DI DEFORMABILITA' E CALCOLO DELLE CONTROFRECCE

Per mezzo del modello agli elementi finiti, sono stati valutati gli spostamenti in corrispondenza delle sezioni di mezzeria dell'impalcato per le varie fasi.

Sono state valutate le controfrecce teoriche come somma delle frecce prodotte dai pesi propri sulle sole travi di acciaio, dai carichi permanenti portati e dal ritiro del cls sulla soletta composta e da una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Le deformazioni sulla struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alla velocità di progetto della strada.

Si controlla a tal proposito che il rapporto freccia/luce non superi il valore di 1/500.

Il massimo spostamento f dell'impalcato provocato dai soli carichi mobili, fatti transitare senza applicazione di coefficienti, risulta pari a 38 mm per una campata da 29 m.

La verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA DEFORMATE TRAVE 1									
	n	z_{nl} mm	J_{nl} mm ⁴	δ_1 mm					
fase 1		658	18366793750	50					
fase 2a	19.05	405	32151265066	16					
fase 2b (ritiro)	15.63	370	34076524949	12	$M_{2b}/(E_s \times J_{nl}) \times L^2/8$				
fase 3	6.16	192	44038247271	39					
			Ψ_2	25	%				
controfrecchia consigliata	$\delta_p = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \psi_r \delta_4$		δ_p	88	mm				
controfrecchia effettiva			δ_p	90	mm				
frecchia carichi permanenti			δ_{perm}	78	mm	L/ 357	<	187	mm
frecchia massima	$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 - \delta_p$		δ_{max}	27	mm	L/ 1020	<	56	mm
frecchia carichi da traffico variabili			δ_w	39	mm	L/ 718	<	56	mm
frecchia ammissibile solo carichi permanenti			$\delta_{adm,perm}$	L/ 150				187	mm
frecchia ammissibile massima			$\delta_{adm,max}$	L/ 500				56	mm
frecchia ammissibile carichi da traffico			$\delta_{adm,w}$	L/ 500				56	mm



VERIFICA DEFORMATE TRAVE 2										
	n	z _{nL}	J _{nL}	δ _i						
		mm	mm ⁴	mm						
fase 1		630	1721880000	51						
fase 2a	19.05	415	28058685184	14						
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	15	M _{2b} /(E _s xJ _{nL}) x L ² /8					
fase 3	6.16	214	38387300681	32						
			Ψ ₂	25	%					
controfreccia consigliata		δ _c = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + ψ ₂ δ ₄	δ _p	88	mm					
controfreccia effettiva			δ _p	90	mm					
freccia carichi permanenti			δ _{perm}	80	L/	356	<	189	mm	VERIFICATO
freccia massima		δ _{max} = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + δ ₄ - δ _p	δ _{max}	22	L/	1308	<	57	mm	VERIFICATO
freccia carichi da traffico variabili			δ _w	32	L/	886	<	57	mm	VERIFICATO
freccia ammissibile solo carichi permanenti			δ _{adm,perm}	L/	150			189	mm	
freccia ammissibile massima			δ _{adm,max}	L/	500			57	mm	
freccia ammissibile carichi da traffico			δ _{adm,w}	L/	500			57	mm	

VERIFICA DEFORMATE TRAVE 3										
	n	z _{nL}	J _{nL}	δ _i						
		mm	mm ⁴	mm						
fase 1		630	1721880000	51						
fase 2a	19.05	415	28058685184	14						
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	15	M _{2b} /(E _s xJ _{nL}) x L ² /8					
fase 3	6.16	214	38387300681	26						
			Ψ ₂	25	%					
controfreccia consigliata		δ _c = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + ψ ₂ δ ₄	δ _p	86	mm					
controfreccia effettiva			δ _p	90	mm					
freccia carichi permanenti			δ _{perm}	80	L/	358	<	191	mm	VERIFICATO
freccia massima		δ _{max} = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + δ ₄ - δ _p	δ _{max}	16	L/	1793	<	57	mm	VERIFICATO
freccia carichi da traffico variabili			δ _w	26	L/	1102	<	57	mm	VERIFICATO
freccia ammissibile solo carichi permanenti			δ _{adm,perm}	L/	150			191	mm	
freccia ammissibile massima			δ _{adm,max}	L/	500			57	mm	
freccia ammissibile carichi da traffico			δ _{adm,w}	L/	500			57	mm	

VERIFICA DEFORMATE TRAVE 4										
	n	z _{nL}	J _{nL}	δ _i						
		mm	mm ⁴	mm						
fase 1		630	1721880000	53						
fase 2a	19.05	415	28058685184	14						
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	15	M _{2b} /(E _s xJ _{nL}) x L ² /8					
fase 3	6.16	214	38387300681	27						
			Ψ ₂	25	%					
controfreccia consigliata		δ _c = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + ψ ₂ δ ₄	δ _p	89	mm					
controfreccia effettiva			δ _p	90	mm					
freccia carichi permanenti			δ _{perm}	82	L/	352	<	193	mm	VERIFICATO
freccia massima		δ _{max} = δ ₁ + δ ₂ + δ ₃ + δ ₄ - δ _p	δ _{max}	19	L/	1500	<	58	mm	VERIFICATO
freccia carichi da traffico variabili			δ _w	27	L/	1073	<	58	mm	VERIFICATO
freccia ammissibile solo carichi permanenti			δ _{adm,perm}	L/	150			193	mm	
freccia ammissibile massima			δ _{adm,max}	L/	500			58	mm	
freccia ammissibile carichi da traffico			δ _{adm,w}	L/	500			58	mm	



VERIFICA DEFORMATE TRAVE 5											
	n	z _{nL}	J _{nL}	δ _i							
		mm	mm ⁴	mm							
fase 1		630	17218800000	54							
fase 2a	19.05	415	28058685184	15							
fase 2b (ritiro)	15.63	384	29667669969	16	$M_{sb}/(E_p \times J_{nL}) \times L^2/8$						
fase 3	6.16	214	38387300681	32							
			Ψ ₂	25	%						
controfreccia consigliata	$\delta_p - \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \psi_p \delta_4$		δ _p	93	mm						
controfreccia effettiva			δ _p	100	mm						
freccia carichi permanenti			δ _{perm}	85	mm	L/	346	<	195	mm	VERIFICATO
freccia massima	$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 - \delta_p$		δ _{max}	17	mm	L/	1758	<	59	mm	VERIFICATO
freccia carichi da traffico variabili			δ _w	32	mm	L/	916	<	59	mm	VERIFICATO
freccia ammissibile solo carichi permanenti			δ _{adm,perm}	L/	150			195	mm		
freccia ammissibile massima			δ _{adm,max}	L/	500			59	mm		
freccia ammissibile carichi da traffico			δ _{adm,w}	L/	500			59	mm		

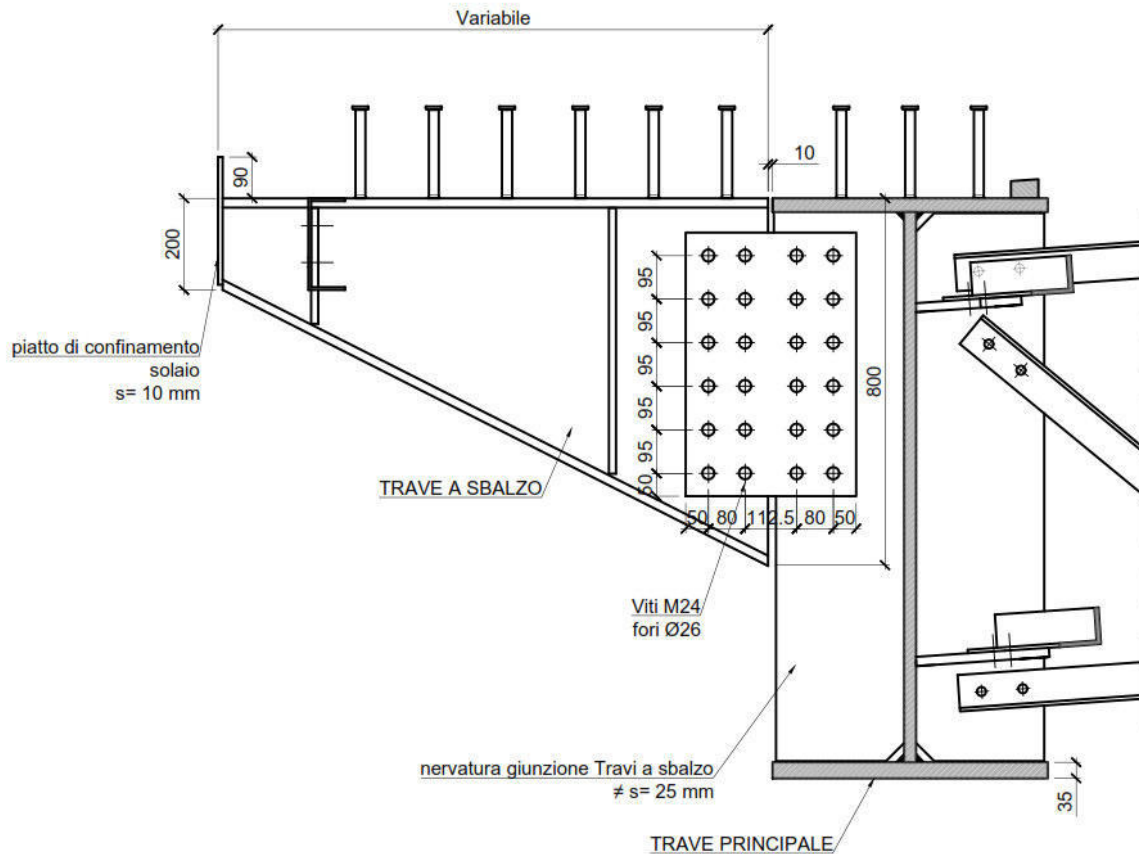
VERIFICA DEFORMATE TRAVE 6											
	n	z _{nL}	J _{nL}	δ _i							
		mm	mm ⁴	mm							
fase 1		729	23326778822	57							
fase 2a	19.05	410	43326807074	17							
fase 2b (ritiro)	15.63	369	45882704586	10	$M_{sb}/(E_p \times J_{nL}) \times L^2/8$						
fase 3	6.16	175	58329697183	38							
			Ψ ₂	25	%						
controfreccia consigliata	$\delta_p - \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \psi_p \delta_4$		δ _p	94	mm						
controfreccia effettiva			δ _p	100	mm						
freccia carichi permanenti			δ _{perm}	84	mm	L/	351	<	197	mm	VERIFICATO
freccia massima	$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 - \delta_p$		δ _{max}	22	mm	L/	1325	<	59	mm	VERIFICATO
freccia carichi da traffico variabili			δ _w	38	mm	L/	779	<	59	mm	VERIFICATO
freccia ammissibile solo carichi permanenti			δ _{adm,perm}	L/	150			197	mm		
freccia ammissibile massima			δ _{adm,max}	L/	500			59	mm		
freccia ammissibile carichi da traffico			δ _{adm,w}	L/	500			59	mm		



13. VERIFICHE STRUTTURE SECONDARIE

13.1. VERIFICA TRAVE A SBALZO

Le travi a sbalzo hanno lunghezza variabile, di seguito si riporta la verifica della trave di luce maggiore $L=2.0$ m.



La trave a sbalzo maggiormente sollecitante è soggetta alle seguenti sollecitazioni date in FASE 1:

$$M_{Ed} = 1.35 \times (625 + 250) \times 4.0 \times 2.0^2 / 2 = 95 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 1.35 \times (625 + 250) \times 4.0 = 50 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione			
t_s		20mm	acciaio spessore ala superiore trave in
b_s		200mm	acciaio larghezza ala superiore trave in
t_w		15mm	acciaio spessore anima trave in
h_w		760mm	acciaio altezza anima trave in
t_f		20mm	acciaio spessore ala inferiore trave in
b_f		140mm	acciaio larghezza ala inferiore trave in
hw		800mm	acciaio altezza trave
A_{sup}	$b_s t_s$	4000mm ²	acciaio area ala sup trave in
A_w	$h_w t_w$	11400mm ²	acciaio area anima trave in
A_{inf}	$b_f t_f$	2800mm ²	acciaio area ala inf trave in
A_a	$A_{sup}+A_w+A_{inf}$	18200mm ²	acciaio area trave in
$z_{g,sup}$	$t_s/2$	10mm	acciaio ordinata baricentro ala sup
$z_{g,w}$	$t_s+h_w/2$	400mm	acciaio ordinata baricentro anima
$z_{g,inf}$	$t_s+h_w+t_f/2$	790mm	acciaio ordinata baricentro ala inf
J_{sup}	$b_s t_s^3/12$	133333mm ⁴	acciaio momento d'inerzia ala sup
J_w	$t_w h_w^3/12$	548720000mm ⁴	acciaio momento d'inerzia anima
J_{inf}	$b_f t_f^3/12$	93333mm ⁴	acciaio momento d'inerzia ala inf
z_a		374mm	acciaio ordinata baricentrotrave in
		157119238	
J_a		1 mm ⁴	

$$M_{Rd} = W f_{yk} / 1.05 = 3927981 \times 355 / 1.05 = 1328 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95 \text{ kNm} \text{ **Verificato**}$$

$$T_{Rd} = A f_{yk} / (3^{0.5} \times 1.05) = 800 \times 15 \times 355 / (3^{0.5} \times 1.05) = 2342 \text{ kNm} > T_{Ed} = 50 \text{ kN} \text{ **Verificato**}$$



Il bullone maggiorante sollecitato è soggetto alle seguenti azioni:

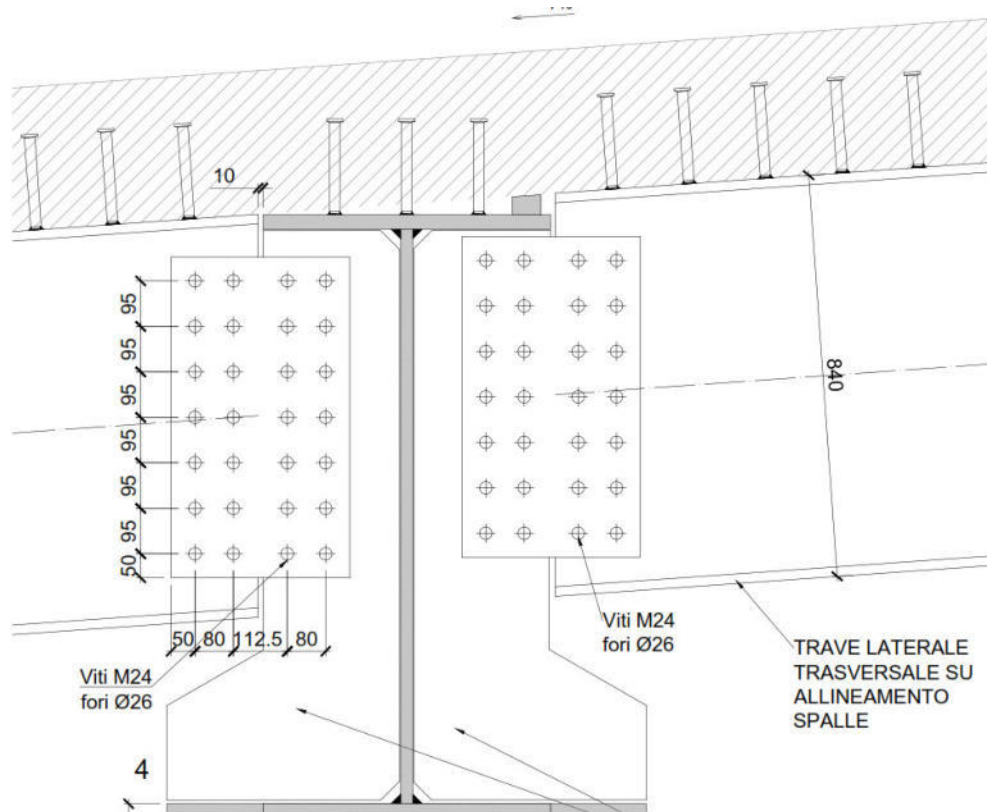
$$F_{v,Rd} = M_{Rd} / d / n^{\circ}_{bull} / n^{\circ}_{piani,taglio} + V_{Rd} / n^{\circ}_{piani,taglio} = 95 / 0.285 / 6 / 2 + 50 / 6 / 2 = 32 \text{ kN}$$

Si riporta la verifica del giunto bullonato

Verifica bulloni a taglio e trazione			
Spessore della piastra di collegamento	t_p	=	7.5 mm
Bulloni			M 20
Classe			10.9
Diametro nominale del gambo del bullone	d	=	20 mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d_o	=	22 mm
Diametro della testa del dado	d_m	=	30 mm
	e_1	=	50 mm
	e_2	=	50 mm
	p_1	=	95 mm
	p_2	=	80 mm
Posizione bullone			
		direzione carico applicato	direzione perp carico applicato
		di	di bordo
		bordo	
Coefficiente k per bulloni di bordo nella dir perp del carico appl	k	=	$\min(2, 8e_2/d_o - 1,7; 2,5) = 2.50$
Coefficiente k per bulloni interni nella dir perp del carico appl	k	=	$\min(1,4p_2/d_o - 1,7; 2,5) = 2.50$
Coefficiente a per bulloni di bordo nella dir del carico applicato	a	=	$\min(e_1/3d_o; f_{tb}/f_t; 1) = 0.76$
Coefficiente a per bulloni interni nella dir del carico applicato	a	=	$\min(p_1/3d_o - 0,25; f_{tb}/f_t; 1) = 1.00$
Area resistente della vite	A_{res}	=	245 mm ²
Tensione di snervamento del materiale del bullone	f_{yb}	=	900 N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del bullone	f_{tb}	=	1000 N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del piatto	f_{tk}	=	510 N/mm ²
Coefficienti di sicurezza (Tab. 4.2.XII- NTC 2008)	γ_{M2}	=	1.25
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni per piano di taglio	$F_{v,Rd}$	=	$0.5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 98.0$ kN
Resistenza di calcolo a trazione	$F_{t,Rd}$	=	$0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 176.40$ kN
Resistenza di calcolo a rifollamento	$F_{b,Rd}$	=	$ka f_{tk} dt / \gamma_{M2} = 115.91$ kN
Resistenza di calcolo a punzonamento del piatto	$B_{p,Rd}$	=	$0.6 p d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 173.04$ kN
La resistenza complessiva della singola unione a taglio è data da	$F_{v,Rd}$	=	$\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 98.00$ k
La resistenza complessiva della singola unione a trazione è data da	$F_{t,Rd}$	=	$\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}) = 173.04$ k
Sollecitazione di taglio agente sul singolo bullone	$F_{v,Ed}$	=	32.0 k
Sollecitazione di trazione agente sul singolo bullone	$F_{t,Ed}$	=	0.0 k
	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd}$	=	0.33 < 1 Verificato
	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	=	0.00 < 1 Verificato



13.2. VERIFICA BULLONATURA TRAVE LATERALE TRASVERSALE ALLINEAMENTO SPALLA



Il bullone maggiorante sollecitato è soggetto alle seguenti azioni:

$$F_{v,Rd} = 1.35 \times F / n^{\circ} \text{ bulloni} / n^{\circ} \text{ piani, taglio} = 1.35 \times 200 / 14 / 2 = 9.7 \text{ kN}$$

Verifica bulloni a taglio e trazione

Spessore della piastra di collegamento	t_p	=	7.5	mm
Bulloni			M 20	
Classe			10.9	
Diametro nominale del gambo del bullone	d	=	20	mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d_o	=	22	mm
Diametro della testa del dado	d_m	=	30	mm
	e_1	=	50	mm
	e_2	=	50	mm
	p_1	=	95	mm
	p_2	=	80	mm
Posizione bullone				
		direzione carico applicato		direzione perp carico applicato
		di		di
		bordo		bordo
Coefficiente k per bulloni di bordo nella dir perp del carico appl	k	=	$\min(2, 8e_2/d_o - 1, 7; 2, 5)$	2.50
Coefficiente k per bulloni interni nella dir perp del carico appl	k	=	$\min(1, 4p_2/d_o - 1, 7; 2, 5)$	2.50
Coefficiente a per bulloni di bordo nella dir del carico applicato	a	=	$\min(e_1/3d_o; f_{tb}/f_t; 1)$	0.76
Coefficiente a per bulloni interni nella dir del carico applicato	a	=	$\min(p_1/3d_o - 0, 25; f_{tb}/f_t; 1)$	1.00
Area resistente della vite	A_{res}	=	245	mm ²
Tensione di snervamento del materiale del bullone	f_{yb}	=	900	N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del bullone	f_{tb}	=	1000	N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del piatto	f_{tk}	=	510	N/mm ²

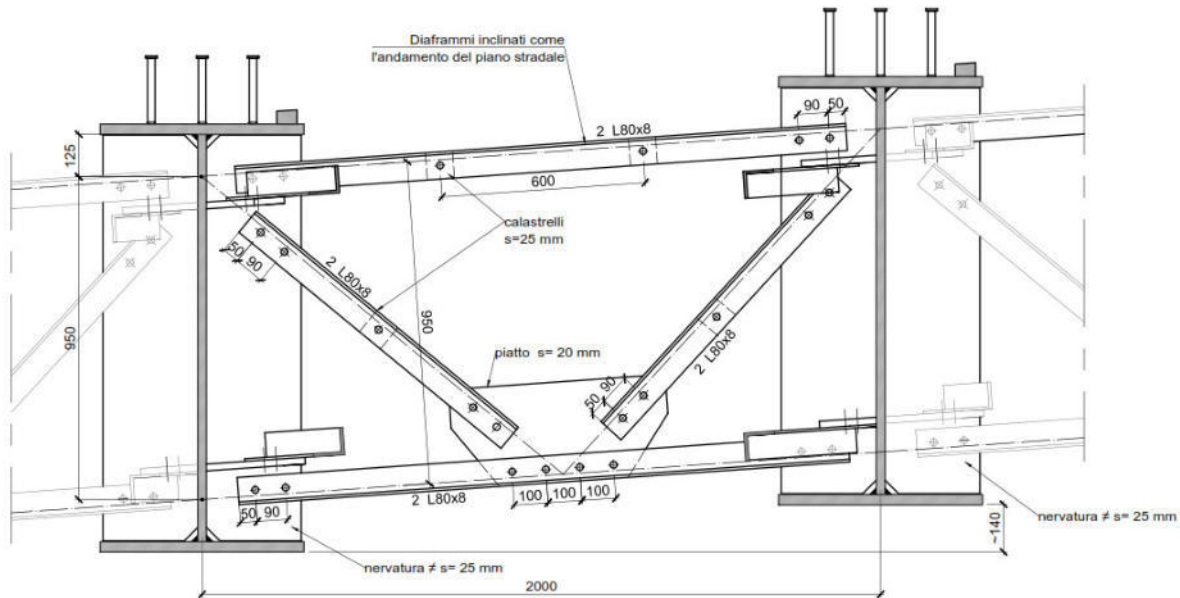
Coefficienti di sicurezza (Tab. 4.2.XII- NTC 2008)	g_{M2}	=	1.25		
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni per piano di taglio	$F_{v,Rd}$	=	$0.5 f_{tb} A_{res} / g_{M2} =$	98.00	kN
Resistenza di calcolo a trazione	$F_{t,Rd}$	=	$0.9 f_{tb} A_{res} / g_{M2} =$	176.4	kN
Resistenza di calcolo a rifollamento	$F_{b,Rd}$	=	$ka f_{tk} dt / g_{M2} =$	0	kN
Resistenza di calcolo a punzonamento del piatto	$B_{p,Rd}$	=	$0.6 p d_m t_p f_{tk} / g_{M2} =$	115.9	kN
La resistenza complessiva della singola unione a taglio è data da	$F_{v,Rd}$	=	$\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) =$	173.0	kN
La resistenza complessiva della singola unione a trazione è data da	$F_{t,Rd}$	=	$\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}) =$	4	kN
Sollecitazione di taglio agente sul singolo bullone	$F_{v,Ed}$	=		10.0	kN
Sollecitazione di trazione agente sul singolo bullone	$F_{t,Ed}$	=		0.0	kN
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd} =$			0.10	< 1
	$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} =$			0.00	< 1

Verificat
o
Verificat
o



13.3. VERIFICA TAVERSI

Le sollecitazioni di progetto agenti sugli elementi che compongono le reticolari dei diaframmi si ottengono combinando opportunamente le sollecitazioni derivanti dalle analisi globali (modelli FEM) effettuata per il ponte.



Le aste che compongono la reticolare sono costituite da L80x8 accoppiate.

La sezione è di classe 3:

$$h/t = 10 < 14e = 11.40$$

Dall'analisi delle sollecitazioni, derivanti dal modello di calcolo, si evince che l'azione assiale massima è pari a:

$$N_{Ed} = 386 \text{ kN}$$

Si riporta la verifica dell'asta soggetta a compressione:

VERIFICA ASTA SOGGETTA A COMPRESSIONE SEMPLICE (NTC 2018)

ANALISI DEI CARICHI

386.0

Azione di compressione di calcolo N_{Ed} **0** kN

CARATTERISTICHE DEL PROFILO

Tipo di acciaio	S355	
		N/m
Tensione di snervamento f_{yk}	355	m ²
		N/m
Tensione di rottura f_{tk}	510	m ²
Modulo elastico E	210000	N/m

		m ²			
Tipo di profilo	2 L80x8			y-y	z-z
Luce della trave L	140	cm			
Classe della sezione	3		Raggio d'inerzia r	2.49	3.44
			Momento		cm
Area sezione A	2560	mm ²	d'inerzia J	126	240
Area efficace A _{eff}	2560	mm ²			cm ⁴

VERIFICA DI RESISTENZA SLU

		1.0		
Coefficiente di sicurezza g _{M0} (tab. 4,2,V)		5		
Resistenza a compressione	N _{c,Rd}	= Af _{yk} /g _{M1} =		k
			865.5	N
Coefficiente di sicurezza c _c		= N _{ed} /N _{c,Rd} =	0.45	<1 VERIFICATO

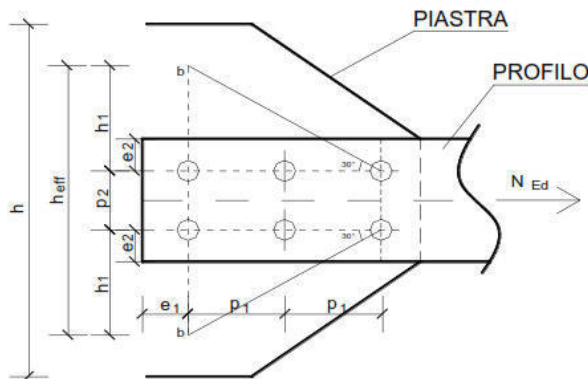
VERIFICA DI STABILITA' SLU

		1.0		
Coefficiente di sicurezza g _{M1} (tab. 4,2,V)		5		
Coefficiente b	b	=	y-y	z-z
			1	1
Lunghezza di libera inflessione nel piano	L ₀	=	140	140
				40.697
Snellezza I	I		56.22	7
			1332.	k
Carico critico elastico	N _{cr}	= p ² EJ/L ₀ ² =	4	2537.9
				N
Fattore di imperfezione a	a	=	0.34	0.34
Snellezza adimensionale	l̄	= (Af _{yk} /N _{cr}) ^{0.5} =	0.83	0.60
		0,5(1+a(l̄-		
Coefficiente F	F	=		
		0,2)+l̄ ²)=	0.95	0.75
Coefficiente c	c	= 1/(F+(F ² -l̄ ²) ^{0.5})=	0.71	0.84
Resistenza all'instabilità nell'asta compressa	N _{b,Rd}	= cAf _{yk} /g _{M1} =	613.1	725.2
				N
Coefficiente di sicurezza c _b		N _{ed} /N _{b,Rd} =	0.63	0.53 <1 VERIFICATO



Le aste sono collegate agli estremi ad un piatto di spessore $s=25$ mm mediante 2 bulloni M20 Classe 10.9

DATI DI PROGETTO



e_1	=	50 mm
e_2	=	40 mm
p_2	=	0 mm
p_1	=	90 mm

Sporgenza piatto rispetto al profilo	S_{sup}	=	0 mm
Sporgenza piatto rispetto al profilo	S_{inf}	=	0 mm
Spessore della piastra di collegamento	t_p	=	25 mm
Spessore del profilo collegato	t_{pr}	=	8 mm
Materiale della piastra			S355
Numero colonne di bulloni	n_{col}	=	2
Numero di bulloni per colonna	$n_{b,col}$	=	1
Numero totale di bulloni	$n_{tot,b}$	=	2
Numero piani di taglio dei bulloni	$n_{p,taglio}$	=	2
Bulloni			20
Classe			10.9
Diametro nominale del gambo del bullone	d	=	20 mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d_o	=	21.5 mm
Diametro della testa del dado	d_m	=	30 mm
Area resistente della vite	A_{res}	=	245 mm ²
Tensione di snervamento del materiale del bullone	f_{yb}	=	900 N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del bullone	f_{tb}	=	1000 N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del piatto	f_{tk}	=	510 N/mm ²
Coefficienti di sicurezza (Tab. 4.2.XII- NTC 2008)	γ_{M2}	=	1.25

VERIFICA BULLONI

Coefficiente k per bulloni di bordo	k	=	$\min(2.8e_2/d_r-1.7; 2.5)$	=	2.50
Coefficiente k per bulloni interni	k	=	$\min(1.4p_2/d_r-1.7; 2.5)$	=	
Coefficiente α per bulloni di bordo	α	=	$\min(e_1/3d_o-f_u/f_t; 1)$	=	0.78
Coefficiente α per bulloni interni	α	=	$\min(p_1/3d_o-0.25; f_u/f_t; 1)$	=	1.00
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni per piano di taglio	$F_{v,Rd}$	=	$0.5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$	=	98.00 kN
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni	$F_{v,Rd,tot}$	=	$n_{p,taglio} F_{v,Rd}$	=	196.00 kN
Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni	$F_{b,Rd}$	=	$k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	=	kN
Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo	$F_{b,Rd}$	=	$k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	=	253.02 kN
Azione esterna agente	N_{Ed}	=		=	370 kN
Sforzo di taglio nel bullone più sollecitato	$F_{v,Ed}$	=	$N_{Ed} / n_{tot,b}$	=	185.0 kN
La resistenza complessiva della singola unione a taglio è data da	$F_{v,Rd}$	=	$\min(F_{v,Rd,tot}; F_{b,Rd})$	=	196.00 kN
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$	=		=	0.94 < 1

Verificato

VERIFICA PIATTO

Altezza efficace	h_1	=	$(n_{col}-1)p_1 \tan 30^\circ$	=	52 mm
Area resistente netta	A_{netta}	=	$(h_{eff}-n_{b,col}d_o)t_p$	=	1463 mm ²
Resistenza a rottura della sezione netta	$N_{u,Rd}$	=	$0.9 A_{netta} f_{tk} / \gamma_{M2}$	=	537 kN
	$N_{Ed} / N_{u,Rd}$	=		=	0.69 < 1

Verificato

13.4. VERIFICA CONTROVENTI DI PIANO

I controventi di piano sono realizzati con una L80x8 fissata agli estremi con due bulloni M20 Classe 10.9.

Il controvento maggiormente sollecitato nella FASE 1 è soggetto ad uno sforzo normale di trazione:

$$N_{Ed} = 60 \text{ kN}$$

VERIFICA ASTA SOGGETTA A TRAZIONE SEMPLICE (NTC 2018)

ANALISI DEI CARICHI

Azione di trazione di calcolo N_{Ed} **60.00**kN

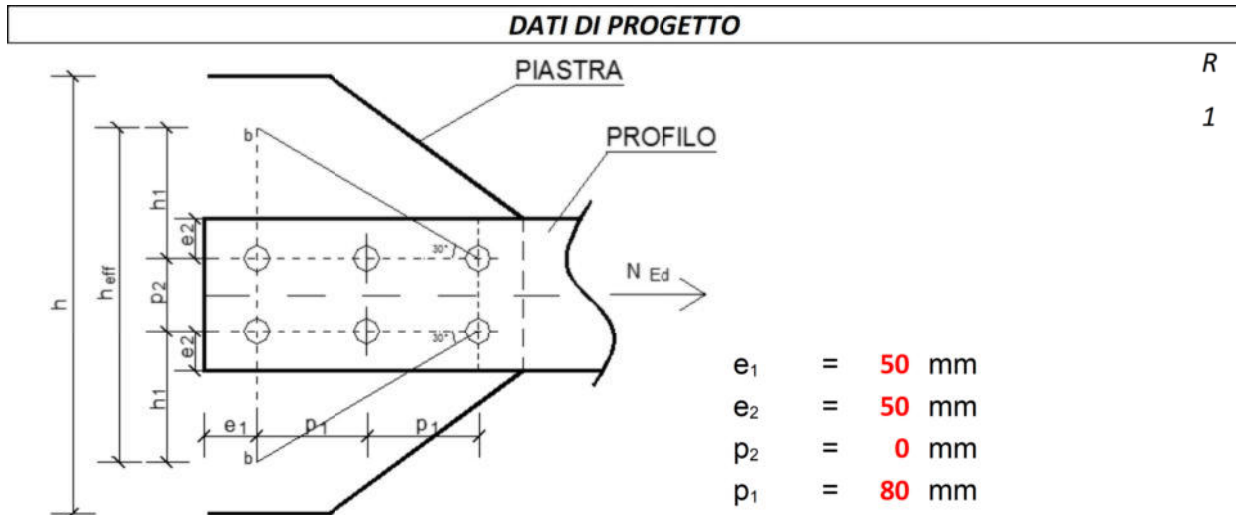
CARATTERISTICHE DEL PROFILO

Tipo di acciaio	S355	
Tensione di snervamento f_{yk}		355 N/mm ²
Tensione di rottura f_{tk}		510 N/mm ²
Modulo elastico E		210000 N/mm ²
Tipo di profilo	L80x8	
Area sezione A		1216 mm ²
Spessore ala profilo t_f		8 mm
Spessore anima profilo t_w		8 mm
Numero fori su ogni ala del profilo $n^{\circ}_{fori,ala}$		0
Diametro fori ala f_{ala}		22 mm
Numero ali n°_{ali}		0
Numero fori sull'anima del profilo $n^{\circ}_{fori,anima}$		1
Diametro fori anima f_{anima}		22 mm
Area netta A_{net}	$A - n^{\circ}_{ali} n^{\circ}_{fori,ala} f_{ala} t_f - n^{\circ}_{fori,anima} f_{anima} t_w =$	1040mm ²

VERIFICA DI RESISTENZA SLU (§ 4.2.4.1.2)

Coefficiente di sicurezza γ_{M0} (tab. 4,2,V)		1.05
Coefficiente di sicurezza γ_{M2} (tab. 4,2,V)		1.25
Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$	$A f_{yk} / \gamma_{M0} =$	411.1 kN
Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd}$	$0.9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} =$	381.9 kN
Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$	$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) =$	381.9 kN
Coefficiente di sicurezza c_t	$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$	0.16 < 1 VERIFICATO

Si riporta la verifica del giunto bullonato:



Sporgenza piatto rispetto al profilo	S_{sup}	=	0	mm
Sporgenza piatto rispetto al profilo	S_{inf}	=	0	mm
Spessore della piastra di collegamento	t_p	=	8	mm
Spessore del profilo collegato	t_{pr}	=	8	mm
			S35	
Materiale della piastra			5	
Numero colonne di bulloni	n°_{col}	=	2	
Numero di bulloni per colonna	$n^{\circ}_{b,col}$	=	1	
Numero totale di bulloni	$n^{\circ}_{tot,b}$	=	2	
Numero piani di taglio dei bulloni	$n^{\circ}_{p.tagl}$	=	1	
	io		20	
Bulloni			8.8	
Classe			8.8	
Diametro nominale del gambo del bullone	d	=	20	mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d_o	=	21.5	mm
Diametro della testa del dado	d_m	=	30	mm
Area resistente della vite	A_{res}	=	245	mm ²
Tensione di snervamento del materiale del bullone	f_{yb}	=	649	N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del bullone	f_{tb}	=	800	N/mm ²
Tensione di rottura del materiale del piatto	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficienti di sicurezza (Tab. 4.2.XII- NTC 2008)	g_{M2}	=	1.25	

VERIFICA BULLONI	
Coefficiente k per bulloni di bordo	$k = \min(2,8e_2/d_0 - 2,5; 1,7; 2,5) = 0$

Coefficiente k per bulloni interni	$k = \min(1,4p_2/d_0 - 1,7; 2,5) =$		
Coefficiente a per bulloni di bordo	$a = \min(e_1/3d_0, f_{tb}/f_t; 1) =$	0.7	
Coefficiente a per bulloni interni	$a = \min(p_1/3d_0 - 0,25; f_{tb}/f_t; 1) =$	0.9	
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni per piano di taglio	$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / g_{M2} =$	94.08	k
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni	$F_{v,Rd,tot} = n^{\circ}_{p.taglio} F_{v,Rd}$	94.08	k
Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni	$F_{b,Rd} = k a f_{tk} d t / g_{M2} =$		k
Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo	$F_{b,Rd} = k a f_{tk} d t / g_{M2} =$	126.5	k
Azione esterna agente	$N_{Ed} =$	60	k
Sforzo di taglio nel bullone più sollecitato	$F_{v,Ed} = N_{Ed} / n^{\circ}_{tot,b} =$	30.0	k
La resistenza complessiva della singola unione a taglio è data da	$F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rd,tot}; F_{b,Rd}) =$	94.08	k
	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} =$	0.3	< 1
		2	Verificato
			o

13.4.1 Verifiche dei connettori

La completa collaborazione fra travi metalliche e soletta in c.a. è garantita da una piolatura NELSON. Essa si differenzia fra i diversi tratti di trave e dai traversi.

Nelle travi longitudinali sono presenti da 2 a 3 pioli Ø 22/180/200mm mentre nei traversi di testata sono presenti 2 pioli Ø 22/200mm.

A vantaggio di sicurezza, nelle verifiche si è sempre fatto riferimento al massimo scorrimento sollecitante per tutto il tratto in cui la piolatura si mantiene costante.

Con riferimento alle NTC 2018 §4.3.4.3.1.2, la verifica si conduce controllando che lo scorrimento sollecitante sia sempre minore di quello resistente per i vari tratti. Gli scorrimenti sollecitanti massimi sono riportati nelle schede di verifica delle travi e gli scorrimenti resistenti sono valutati a partire dalla resistenza del singolo piolo, il cui calcolo è riportato di seguito, e tenuto conto degli interassi della piolatura.



13.4.2 Verifica di resistenza SLU

La piolatura è realizzata con pioli NELSON di altezza pari a $h_{sc} = 200$ mm e diametro $d = 22$ mm.

Con riferimento alla simbologia della citata normativa si ha:

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot f_t \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad \text{resistenza lato acciaio piolo}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_V} \quad \text{resistenza lato calcestruzzo}$$

$P_{Rd} = \text{minimo fra } P_{Rd,c} \text{ e } P_{Rd,a}$ resistenza di calcolo del piolo

dove:

h_{sc} = altezza del piolo dopo saldatura

d = diametro del piolo

$\alpha = 0.2 \cdot [(h_{sc}/d) + 1]$ per $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$

$\alpha = 1$ per $h_{sc}/d \geq 4$

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo in N/mm²

E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo in N/mm²

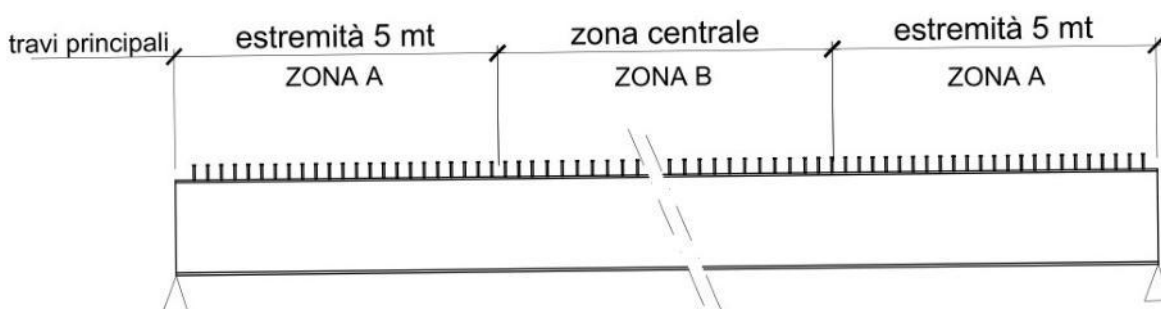
f_t = resistenza ultima a trazione dell'acciaio dei pioli in N/mm²

$\gamma_V = 1.25$ fattore parziale per le connessioni

Al fine di includere nella verifica allo SLU anche quella richiesta per lo stato limite di esercizio delle strutture da ponte, la resistenza di calcolo del singolo piolo viene ulteriormente ridotta moltiplicandola per un coefficiente riduttivo pari al prodotto tra la frazione della resistenza allo SLU utilizzabile per le verifiche SLE (0,6) e il coeff. di amplificazione dei carichi caratteristici utilizzato per le combinazioni di carico SLU (1,35).

Si ottiene così il valore di resistenza del piolo $P_{Rd,rid}$ utilizzato nelle successive valutazioni.

Si riportano le verifiche per le varie travi e per le due zone (zona A = zona a 5 metri dagli appoggi, Zona B = zona centrale)



VERIFICA CONNETTORI ZONA A - TRAVE 1

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	3000 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	V _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	280	19.05	405	32151265066	20877118	182
carichi accidentali da traffico	750	6.16	192	44038247271	38558299	657
carichi da vento	130	6.16	192	44038247271	38558299	114
						952

L _i		1 m	Tratto di trave	
V _{Ed}	V _{Ed} × L _i	952	Forza di scorrimento nel tratto L _i	
n _f	V _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	14	Numero connettori nel tratto L _i	
n _{c,filo}		3	Numero file connettori	
i _{max}	n _{c,f} × L _i × P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	207 mm	Passo connettori da calcolo	
i		180 mm	Passo connettori reale	
P _{max}	V _{Ed} / (n _{c,f} × L _i)	57 kN/piolo	Azione massima su ciascu piolo	< 66 kN/piolo

VERIFICATO



VERIFICA CONNETTORI ZONA B - TRAVE 1

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	2800 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	v _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	170	19.05	405	32151265066	19485310	103
carichi accidentali da traffico	500	6.16	192	44038247271	35987745	409
carichi da vento	130	6.16	192	44038247271	35987745	106
						618

L _i	1 m	Tratto di trave
V _{Ed}	V _{Ed} · X _{L_i}	Forza di scorrimento nel tratto L _i
n _f	V _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	Numero connettori nel tratto L _i
n _{c,filà}	2	Numero file connettori
i _{max}	n _{c,i} · L _i · P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	Passo connettori da calcolo
i	200 mm	Passo connettori reale
P _{max}	V _{Ed} / (n _{c,i} · L _i)	Azione massima su ciascun piolo

< 66 kN/piolo

VERIFICATO



VERIFICA CONNETTORI ZONA A - TRAVE 2-3-4-5

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	2000 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	V _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	200	19.05	415	28058685184	14176430	101
carichi accidentali da traffico	720	6.16	214	38387300681	27478036	515
carichi da vento	130	6.16	214	38387300681	27478036	93
						709

L _i		1 m	Tratto di trave		
V _{Ed}	V _{Ed} × L _i	709	Forza di scorrimento nel tratto L _i		
n _f	V _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	11	Numero connettori nel tratto L _i		
n _{c,fil}		3	Numero file connettori		
i _{max}	n _{c,f} × L _i × P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	278 mm	Passo connettori da calcolo		
i		180 mm	Passo connettori reale		
P _{max}	V _{Ed} / (n _{c,f} × L _i)	43 kN/piolo	Azione massima su ciascu piolo	<	66 kN/piolo

VERIFICATO



VERIFICA CONNETTORI ZONA B - TRAVE 2-3-4-5

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	2000 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	v _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	140	19.05	415	28058685184	14176430	71
carichi accidentali da traffico	350	6.16	214	38387300681	27478036	251
carichi da vento	130	6.16	214	38387300681	27478036	93
						414

L _i	1 m	Tratto di trave	
V _{Ed}	V _{Ed} × L _i	414	Forza di scorrimento nel tratto L _i
n _i	V _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	6	Numero connettori nel tratto L _i
n _{c, file}		2	Numero file connettori
i _{max}	n _{c,i} × L × P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	317 mm	Passo connettori da calcolo
i		200 mm	Passo connettori reale
P _{max}	V _{Ed} / (n _{c,i} × L)	41 kN/piolo	Azione massima su ciascu piolo

< 66 kN/piolo
VERIFICATO



VERIFICA CONNETTORI ZONA A - TRAVE 6

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}, P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	3000 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	v _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	320	19.05	410	43326807074	21048444	155
carichi accidentali da traffico	830	6.16	175	58329697183	36515739	520
carichi da vento	130	6.16	175	58329697183	36515739	81
						756

L _i	1 m	Tratto di trave	
V _{Ed}	v _{Ed} · X _{L_i}	756	Forza di scorrimento nel tratto L _i
n _f	v _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	12	Numero connettori nel tratto L _i
n _{c,fil}		3	Numero file connettori
i _{max}	n _{c,i} · L _i · P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	261 mm	Passo connettori da calcolo
i		180 mm	Passo connettori reale
P _{max}	V _{Ed} / (n _{c,i} · L _i)	45 kN/piolo	Azione massima su ciascu piolo

< 66 kN/piolo
VERIFICATO



VERIFICA CONNETTORI ZONA B - TRAVE 6

d	22 mm	Diametro del piolo
h _{sc}	200 mm	altezza del piolo dopo la saldatura
α	1	
f _t	450 N/mm ²	Resistenza ultima dell'acciaio dei pioli a trazione
γ _v	1.25	fattore parziale per le connessioni
$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$	109 kN	Resistenza del connettore
$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})}}{\gamma_v}$	123 kN	Resistenza del calcestruzzo
$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$	109 kN	Resistenza di calcolo del piolo
$P_{Rd,SLE} = 0.6 P_{Rd}$	66 kN	Resistenza di calcolo del piolo
B _{eff}	3000 mm	Larghezza efficace soletta
h	250 mm	Altezza soletta

	V	n	z _{nL}	J _{nL}	S	v _{Ed}
	kN		mm	mm ⁴	mm ³	kN/m
carichi permanenti	230	19.05	410	43326807074	21048444	112
carichi accidentali da traffico	550	6.16	175	58329697183	36515739	344
carichi da vento	130	6.16	175	58329697183	36515739	81
						537

L _i	1 m	Tratto di trave	
V _{Ed}	v _{Ed} · X _{L_i}	537	Forza di scorrimento nel tratto L _i
n _t	V _{Ed,tot} / P _{Rd,SLE}	8	Numero connettori nel tratto L _i
n _{c,filo}		2	Numero file connettori
i _{max}	n _t · L _i · P _{Rd,SLE} / V _{Ed}	244 mm	Passo connettori da calcolo
i		200 mm	Passo connettori reale
P _{max}	V _{Ed} / (n _c · L _i)	54 kN/piolo	Azione massima su ciascu piolo

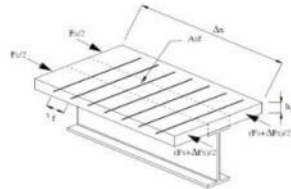
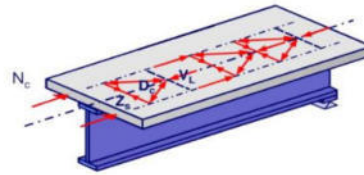
< 66 kN/piolo

VERIFICATO



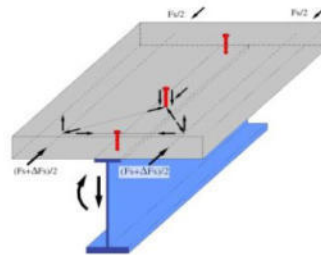
VERIFICA TAGLIO LONGITUDINALE NELLA SOLETTA

L	28000 mm	Lunghezza trave
h _f	250 mm	altezza soletta
Δx	L/2 14000 mm	
ΔF _s	ΔN _c = V _{L,Ed} 10590 kN	Forza di scorrimento sul tratto L/2
v _{Ed}	ΔF _s / (Δx h _f) 3.03 N/mm ²	



VERIFICA DEL PUNTONE COMPRESSO DI CALCESTRUZZO

v	$0.6 \left(1 - \frac{f_{cs}}{250} \right)$	0.52
θ _f		45 °
v _{Ed,Rd}	$v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$	5.12 N/mm ²
v _{Ed,Rd}	> v _{Ed}	3.03 N/mm ² VERIFICATO



VERIFICA DEL TIRANTE (ARMATURA TRASVERSALE)

s _f	200 mm	Passo armatura trasversale
φ	16 mm	Diametro armatura trasversale
A _{sf}	28149 mm ²	Armatura trasversale nella lunghezza
$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f}$	55073 N/mm	> $\frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\text{ctg} \theta_f}$ 756 N/mm VERIFICATO

14.VERIFICHE SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Osservazioni preliminari

La soletta d'impalcato viene realizzata mediante getto in opera su predalles prefabbricate in cls armato. Le predalles hanno uno spessore di 5 cm e sono armate con tralici di altezza 16 cm.

Le predalles sono posizionate a copertura dell'intero impalcato (sbalzi compresi), appoggiano isostaticamente sulle travi principali.

15.VERIFICA LASTRE PREDALLES

I tralici delle lastre predalles delle campate interne ($L=2.00$ m) vengono realizzati mediante correnti superiori Φ 14 mm e due correnti inferiori Φ 12 mm, mentre i tralici delle lastre predalles delle campate a sbalzo ($L=4.00$ m) vengono realizzati mediante correnti superiori Φ 18 mm e due correnti inferiori Φ 14 mm. I ferri diagonali hanno diametro Φ 10 mm. I tralici sono posizionati a passo 40 cm.

Il traliccio ha un'altezza totale di 17,5 cm e un'altezza utile di 15,9 cm (asse ferro sup. e asse ferro inf.).

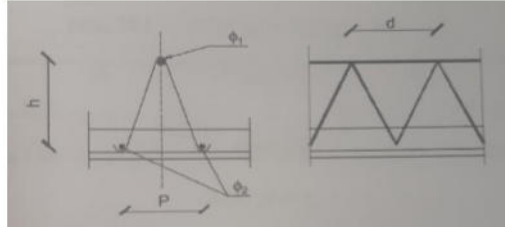
Si procede alla verifica delle lastre predalles (autoportanti) nella fase di getto della soletta in calcestruzzo. Lo schema statico delle lastre è quello di trave semplicemente appoggiata agli estremi.

I carichi agenti considerati sono il peso proprio della soletta, il peso della lastra prefabbricata e un incremento di carico dinamico dovuto alle fasi di getto pari a 1 kN/m^2 .

VERIFICA LASTRE PREDALLES CAMPATE INTERNE

DATI

h_s	250 mm	Altezza soletta
h_L	50 mm	Altezza lastra predalles
L	2000 mm	Lunghezza lastra
s	400 mm	Interasse tralicci elettrosaldati
d	200 mm	
h	160 mm	
ϕ_1	14 mm	
ϕ_2	12 mm	
p	100 mm	
ϕ_{staffe}	10 mm	
f_{yk}	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
γ_s	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio

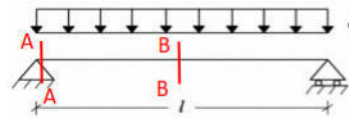


CARICHI AGENTI

Peso proprio soletta	6.25 kN/m ²
Peso proprio lastra prefabbricata	0 kN/m ²
Incremento carico dinamico in fase di getto	1 kN/m ²
Carichi variabili in fase di getto	0 kN/m ²
Carico totale	7.25 kN/m²
Coefficiente di sicurezza	1.35

SOLLECITAZIONI

Sezione in appoggio A-A	
V_A	9.79 kN/m
Sezione in appoggio B-B	
M_B	4.89 kNm/m



VERIFICA SEZIONE ALL'APPOGGIO A-A

N_{tr}	$(s/1000)V/(2\text{sen}\alpha_1\text{sen}\alpha_2)$	2418 N	azione assiale sulle barre dei tralicci inclinati
α_1		1.01 rad	inclinazione barre piano longitudinale
α_2		1.27 rad	inclinazione barre piano trasversale
l_0	$(h^2+(d/2)^2+(p/2)^2)^{0.5}$	195 mm	
λ	$l_0/(\phi_{staffe}/4)$	78	
λ_c	$\lambda/93.9\epsilon$	1.15	
ϵ	$(235/f_{yk})^{0.5}$	0.72	
α		0.49	
φ	$0.5(1+\alpha(\lambda_c-0.2)+\lambda_c^2)$	1.39	
χ	$1/(\varphi+(\varphi^2-\lambda_c^2)^{0.5})$	0.46	
χ		0.4	prospetto 5.5.2 EC 3-1
A_{tr}	$\pi\phi_{staffe}^2/4$	79 mm ²	
$N_{rd,sup}$	$\chi A_{sup} f_{yd}$	14076 N	> N_{tr} VERIFICATO

VERIFICA SEZIONE IN CAMPATA B-B

Si trascura il contributo del calcestruzzo

N_B	M_{B5}/h	12234 N			azione assiale sulle armature inferiori e superiori
λ	$d/(\phi_1/4)$	57			Inclinazione barre piano longitudinale
λ_c	$\lambda/93.9\epsilon$	0.84			
ϵ	$(235/f_{yk})^{0.5}$	0.72			
α		0.49			
φ	$0.5(1+\alpha(\lambda-0.2)+\lambda^2)$	1.01			
χ	$1/(\varphi+(\varphi^2-\lambda_c^2)^{0.5})$	0.64			
χ		0.8			prospetto 5.5.2 EC 3-1
A_{sup}	$\pi\phi_1^2/4$	154 mm ²			
A_{inf}	$2\pi\phi_2^2/4$	226 mm ²			
$N_{rd,sup}$	$\chi A_{sup} f_{yd}$	38296 N	>	N_B	VERIFICATO
$N_{rd,inf}$	$A_{inf} f_{yd}$	88511 N	>	N_B	VERIFICATO

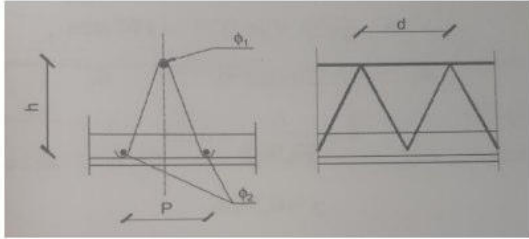
Prospetto 5.5.2 - Coefficienti di riduzione



VERIFICA LASTRE PREDALLES CAMPATE A SBALZO

DATI

h_s	250 mm	Altezza soletta
h_l	50 mm	Altezza lastra predalles
L	4000 mm	Lunghezza lastra
s	400 mm	Interasse trallici elettrosaldati
d	200 mm	
h	160 mm	
ϕ_1	18 mm	
ϕ_2	14 mm	
p	100 mm	
ϕ_{staffe}	10 mm	
f_{yk}	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
γ_s	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio

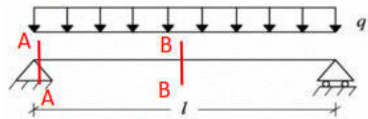


CARICHI AGENTI

Peso proprio soletta	7.5 kN/m ²
Peso proprio lastra prefabbricata	1.25 kN/m ²
Incremento carico dinamico in fase di getto	1 kN/m ²
Carichi variabili in fase di getto	0 kN/m ²
Carico totale	q 9.75 kN/m ²
Coefficiente di sicurezza	1.35

SOLLECITAZIONI

Sezione in appoggio A-A	
V_A	26.33 kN/m
Sezione in appoggio B-B	
M_B	26.33 kNm/m



VERIFICA SEZIONE ALL'APPOGGIO A-A

N_{tr}	$(s/1000)V/(2\text{sen}\alpha_1\text{sen}\alpha_2)$	6505 N	azione assiale sulle barre dei trallici inclinati
α_1		1.01 rad	inclinazione barre piano longitudinale
α_2		1.27 rad	inclinazione barre piano trasversale
l_0	$(h^2+(d/2)^2+(p/2)^2)^{0.5}$	195 mm	
λ	$l_0/(\phi_{staffe}/4)$	78	
λ_c	$\lambda/93.9\epsilon$	1.15	
ϵ	$(235/f_{yk})^{0.5}$	0.72	
α		0.49	
φ	$0.5(1+\alpha(\lambda-0.2)+\lambda^2)$	1.39	
χ	$1/(\varphi+(\varphi^2-\lambda^2)^{0.5})$	0.46	
χ		0.4	prospetto 5.5.2 EC 3-1
A_{tr}	$\pi\phi_{staffe}^2/4$	79 mm ²	
$N_{rd,sup}$	$\chi A_{sup} f_{yd}$	14076 N	> N_{tr} VERIFICATO



VERIFICA SEZIONE IN CAMPATA B-B

Si trascura il contributo del calcestruzzo

N_B	$M_B s/h$	65813 N		azione assiale sulle armature inferiori e superiori
λ	$d/(\phi_1/4)$	44		inclinazione barre piano longitudinale
λ_c	$\lambda/93.9\varepsilon$	0.65		
ε	$(235/f_{yk})^{0.5}$	0.72		
α		0.49		
φ	$0.5(1+\alpha(\lambda_c-0.2)+\lambda_c^2)$	0.83		
χ	$1/(\varphi+(\varphi^2-\lambda_c^2)^{0.5})$	0.75		
χ		0.8		prospetto 5.5.2 EC 3-1
A_{sup}	$\pi\phi_1^2/4$	254 mm ²		
A_{inf}	$2\pi\phi_2^2/4$	308 mm ²		
$N_{rd,sup}$	$\chi A_{sup} f_{yd}$	74914 N	>	N_B VERIFICATO
$N_{rd,inf}$	$A_{inf} f_{yd}$	120473 N	>	N_B VERIFICATO

16.VERIFICA SOLETTA

Nel calcolo delle sollecitazioni non si considera il peso proprio della soletta in cemento armato; quest'ultima è stata considerata nella verifica dei travetti delle lastre predalles in fase di getto. Per coerenza, e a favore di sicurezza, le armature già verificate in fase di getto non saranno considerate nelle verifiche successive.

16.1. Caratteristiche di sollecitazione in FASE A

16.1.1 Carichi permanenti

In questa fase la soletta è interamente reagente (spessore 25 cm). I carichi applicati sono i carichi permanenti portati definiti ai precedente capitoli.

I carichi permanenti agenti sulla soletta in questa fase, definiti per una lunghezza unitaria, sono:

- peso del pacchetto stradale (binder + usura = 10 cm): si ipotizza un pacchetto di spessore $s = 0.15$ m, spessore che potrà assumere nel tempo in relazione alle operazioni di manutenzione ordinaria.

$q_{Strad.} = 3.75 \text{ kN / m}$

- peso tubazioni e "sottoservizi"

$q_{tubazioni} = 0.50 \text{ kN / m}$

- peso marciapiede a valle ($s=10$ cm)

$q_{marciapiede} = 2.50 \text{ kN / m}$

- peso del guardrail

$F_{barriera} = 1,50 \text{ kN}$

- peso del parapetto bordo ponte

$F_{Parapetto} = 0.50 \text{ kN}$

Lo schema statico di verifica è il seguente:

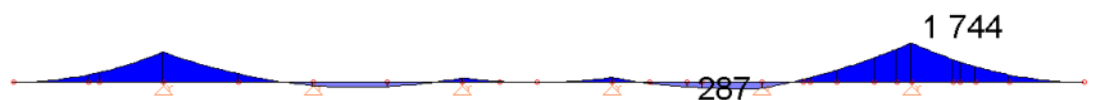
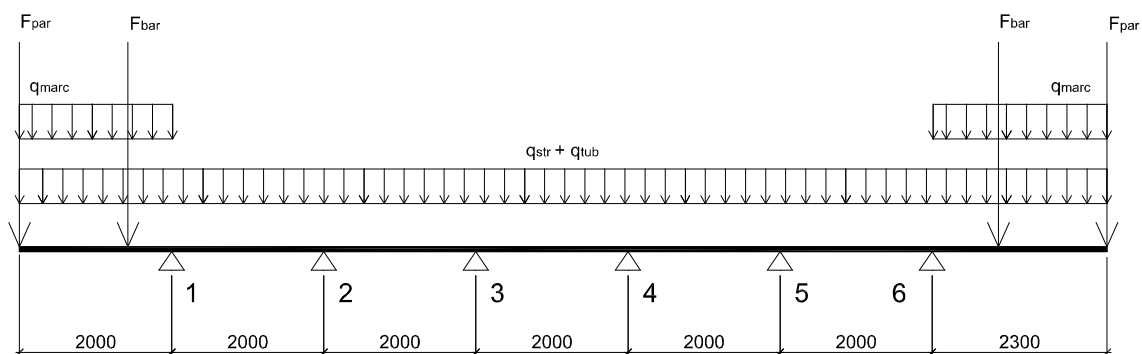


Diagramma momento flettente (kgm)



Diagramma del taglio (kg)

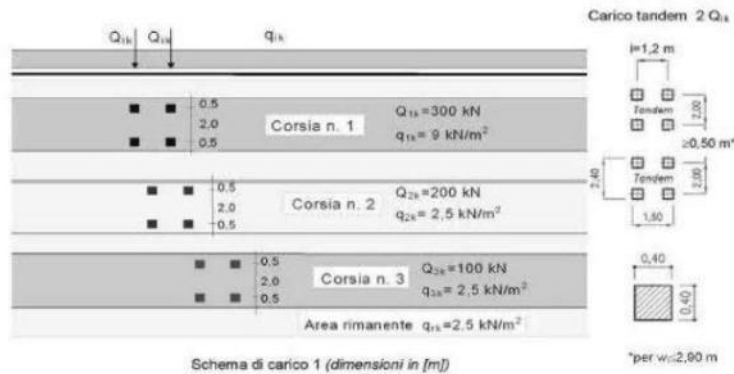
16.2. Caratteristiche di sollecitazione in FASE B

16.2.1 Carico da traffico

Richiamati gli schemi definiti al precedente capitolo “Analisi dei carichi”, si eseguono le verifiche locali prevista al § 5.1.3.3.3 della normativa. In particolare la normativa definisce:

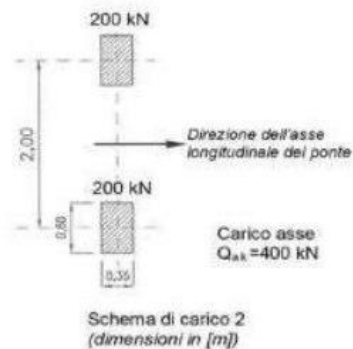
Schema di Carico 1

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 come mostrato nella figura seguente. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.



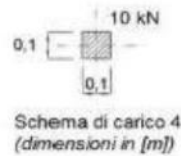
Schema di Carico 2

È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0,60 m e di altezza 0,35 m, come mostrato nella figura seguente. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per le verifiche locali. Qualora sia più gravoso, si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.



Schema di Carico 4

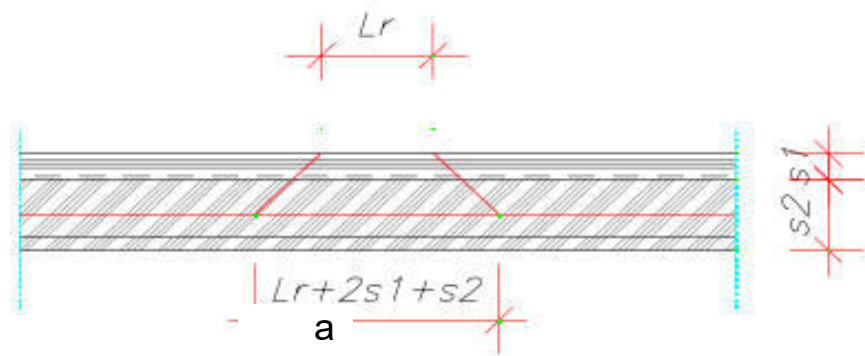
È costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvita e sulle passerelle pedonali.

**16.2.2 Coefficienti dinamici**

In prossimità dei giunti è necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale in analogia con quanto previsto dall'Eurocodice 1, parte 2 § 4.2.1 e § 4.6.1 che si assume pari a $\phi = 1.3$.

16.2.3 Diffusione del carico

Si considera una diffusione dell'impronta di carico inclinata di 45° secondo il seguente schema:



L'impronta di carico della singola ruota, a livello della superficie media della soletta, ha dimensione rettangolare di lato "a" pari a:

$$a = Lr + 2s_1 + s_2$$

con Lr = larghezza dell'impronta di carico della singola ruota;

s_1 = spessore del pacchetto stradale = 100 mm;

s_2 = spessore della soletta = 250 mm.

Impronta schema di carico 1 → larghezza ruota $Lr = 400$ mm

Sezione corrente $a_{sol C} = Lr + 2s_1 + 2s_2/2 = 850$ mm

Sezione di estremità $a_{sol E} = Lr + s_1 + s_2/2 = 625$ mm

Impronta schema di carico 2 → larghezza ruota $Lr = 350$ mm

Sezione corrente $a_{sol C} = Lr + 2s_1 + 2s_2/2 = 800$ mm

Sezione di estremità $a_{sol E} = Lr + s_1 + s_2/2 = 575$ mm

larghezza $Lr = 600$ mm

Sezione corrente $a_{sol,C,2} = Lr + 2s_1 + 2s_2/2 = 1050 \text{ mm}$

Impronta schema di carico 4 → larghezza ruota $Lr = 100 \text{ mm}$

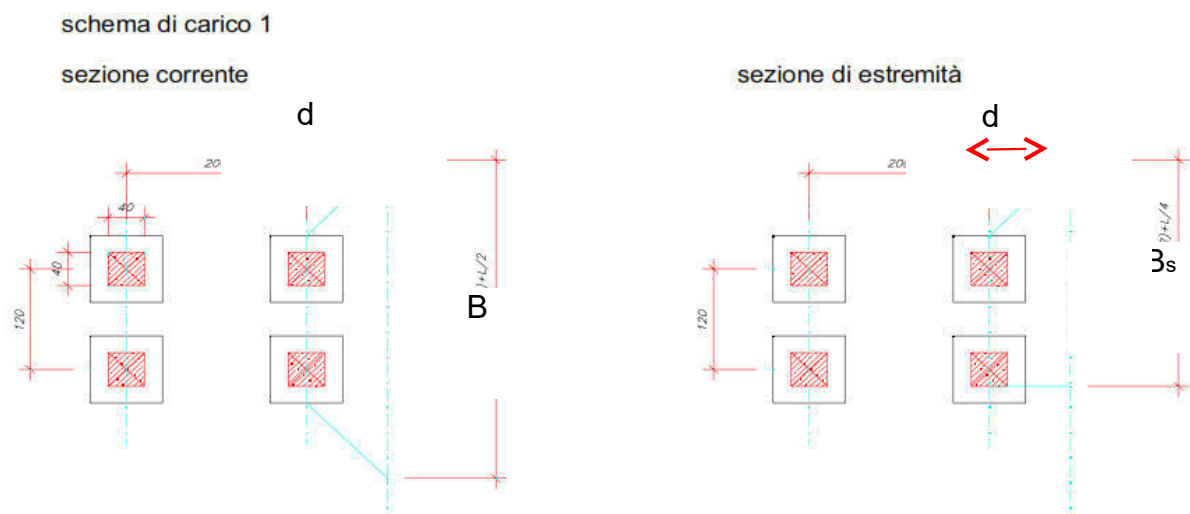
Sezione corrente $a_{sol,C} = Lr + 2s_1 + 2s_2/2 = 550 \text{ mm}$

Sezione di estremità $a_{sol,E} = Lr + s_1 + s_2/2 = 325 \text{ mm}$

16.2.4 Campata L=200 cm

MOMENTO FLETTENTE

Si considera una diffusione dell'impronta di carico inclinata di 45° secondo il seguente schema:

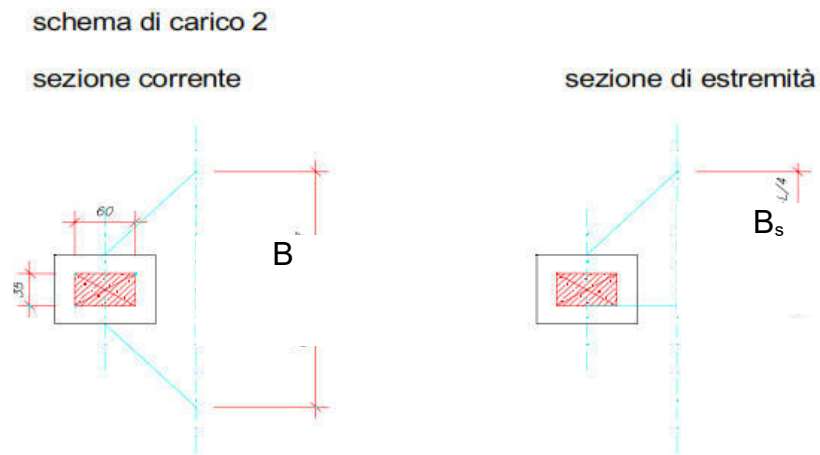


Considerando la fila di ruote poste sull'asse longitudinale del treno di carico di progetto (distante d dall'asse della trave), la larghezza collaborante B della soletta è calcolata attraverso la seguente equazione:

$$B = 1200 + a_{sol,C} + 2x(d - a_{sol,C}) = 1200 + 850 + 2x(1000 - 850/2) = 3200 \text{ mm}$$

Nelle zone prossime alle spalle la diffusione dei carichi può essere applicata solo lungo una direzione longitudinale:

$$B_{spalla} = 1200 + a_{sol,E} + (d - a_{sol,C}) = 1200 + 625 + (1000 - 850/2) = 2400 \text{ mm}$$



Sezione corrente :

$$B = a_{\text{sol,C}} + 2x(d - a_{\text{sol,C}}) = 800 + 2x(1000 - 800/2) = 2000 \text{ mm}$$

Sezione di estremità :

$$B_{\text{spalla}} = a_{\text{sol,E}} + (d - a_{\text{sol,C}}) = 575 + (1000 - 800/2) = 1175 \text{ mm}$$

TAGLIO

Le massime azioni taglianti sono ottenute applicando il carico concentrato relativo ad una singola ruota applicata in adiacenza alla trave. La larghezza efficace della sezione in questo caso diventa:

Sezione corrente :

$$B_{\text{taglio}} = a_{\text{sol,C}} + a_{\text{sol,C,2}} = 800 + 1050 = 1850 \text{ m}$$

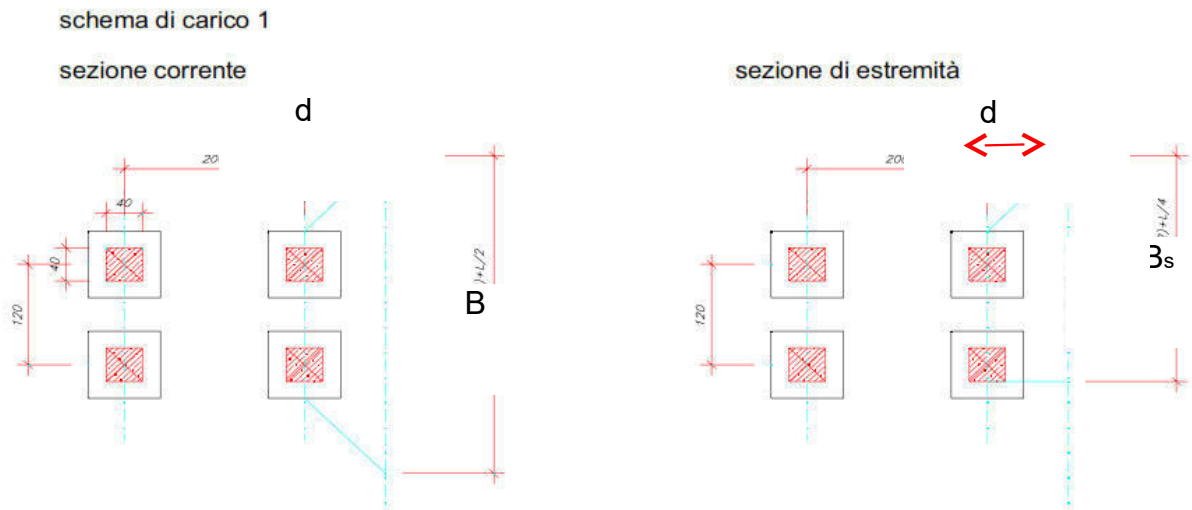
Sezione di estremità :

$$B_{\text{taglio}} = a_{\text{sol,C}} + a_{\text{sol,C,2}} / 2 + B_{\text{trave trasv spalla}} = 800 + 1050/2 + 300 = 1625 \text{ mm}$$

16.2.5 Sbalzo

MOMENTO FLETTENTE

Si considera una diffusione dell'impronta di carico inclinata di 45° secondo il seguente schema:

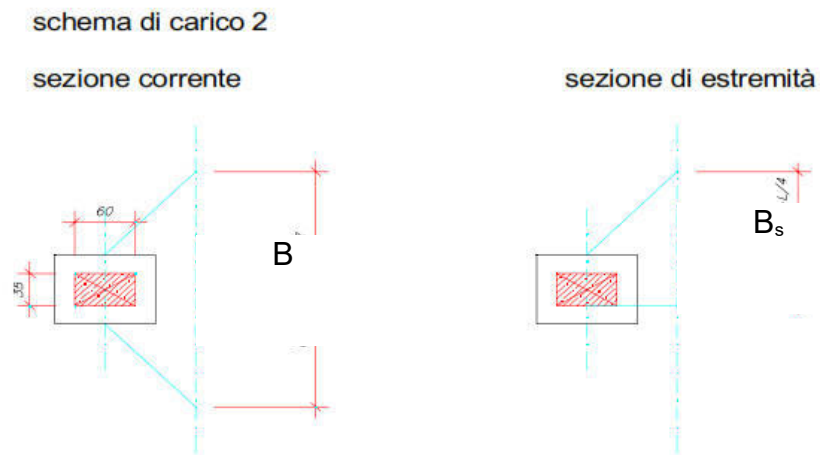


Considerando la fila di ruote poste sull'asse longitudinale del treno di carico di progetto (distante d dall'asse della trave), la larghezza collaborante B della soletta è calcolata attraverso la seguente equazione:

$$B = 1200 + a_{sol,C} + 2x(d - a_{sol,C}) = 1200 + 850 + 2x(650 - 850/2) = 2500 \text{ mm}$$

Nelle zone prossime alle spalle la diffusione dei carichi può essere applicata solo lungo una direzione longitudinale:

$$B_{spalla} = 1200 + a_{sol,E} + (d - a_{sol,C}) = 1200 + 625 + (650 - 850/2) = 2050 \text{ mm}$$



Sezione corrente :

$$B = a_{\text{sol,C}} + 2x(d - a_{\text{sol,C}}) = 800 + 2x(550 - 800/2) = 1100 \text{ mm}$$

Sezione di estremità :

$$B_{\text{spalla}} = a_{\text{sol,E}} + (d - a_{\text{sol,C}}) = 575 + (550 - 800/2) = 725 \text{ mm}$$

TAGLIO

Le massime azioni taglianti sono ottenute applicando il carico concentrato relativo ad una singola ruota applicata in adiacenza alla trave. La larghezza efficace della sezione in questo caso diventa:

Sezione corrente :

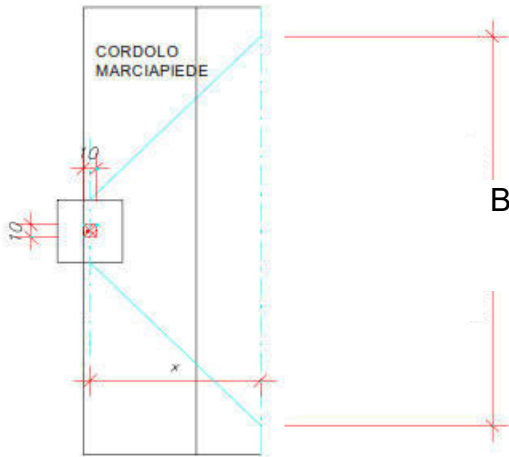
$$B_{\text{taglio}} = a_{\text{sol,C}} + a_{\text{sol,C,2}} = 800 + 1050 = 1850 \text{ m}$$

Sezione di estremità :

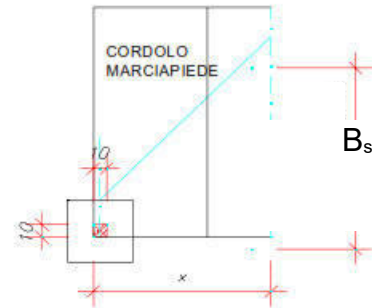
$$B_{\text{taglio}} = a_{\text{sol,C}} + a_{\text{sol,C,2}} / 2 + B_{\text{trave trasv spalla}} = 800 + 1050/2 + 300 = 1625 \text{ mm}$$

schema di carico 4

sezione corrente



sezione di estremità



Sezione corrente :

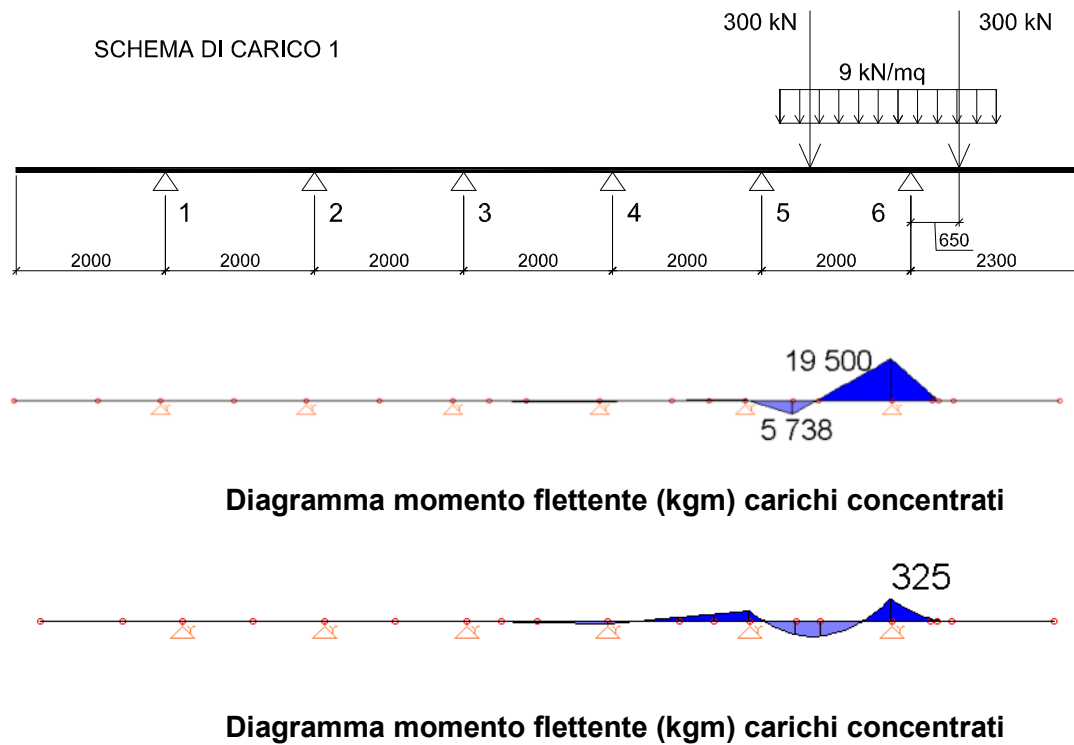
$$B = a_{sol,C} + 2x(d - a_{sol,C}) = 550 + 2x(2300 - 550/2) = 4600 \text{ mm}$$

Sezione di estremità :

$$B_{spalla} = a_{sol,E} + (d - a_{sol,C}) = 325 + (2300 - 550/2) = 2350 \text{ mm}$$

17.EFFETTI DEI CARICHI DA TRAFFICO

17.1. SBALZO



MOMENTO FLETTENTE SEZIONE CORRENTE

$B = 2500 \text{ mm}$

$j = 1.0$

$M_6 = -195/2.50 + -3.25 = -82 \text{ kNm/m}$

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE DI ESTREMITA'

Nella sezione di estremità non si ha questa tipologia di carico.

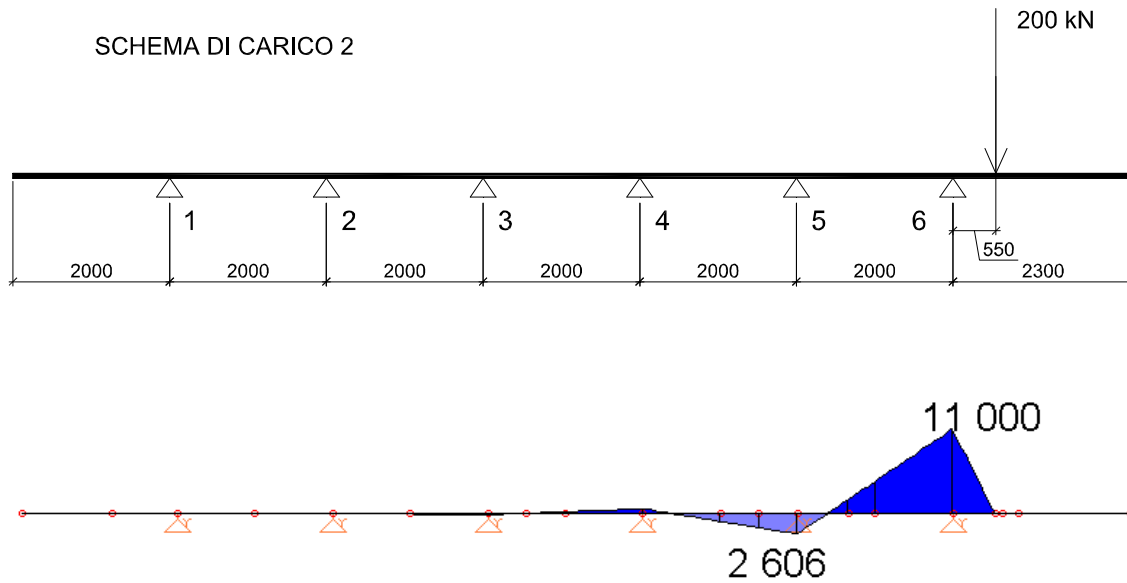


Diagramma momento flettente (kgm) carichi concentrati

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE CORRENTE

$$B = 1100 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$M_6 = -110/1.10 = -100 \text{ kNm/m}$$

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE DI ESTREMITA'

Nella sezione di estremità non si ha questa tipologia di carico.

TAGLIO SEZIONE CORRENTE

$$B = 1850 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$T_6 = 200/1.85 = 108 \text{ kN/m}$$

TAGLIO SEZIONE DI ESTREMITA'

Nella sezione di estremità non si ha questa tipologia di carico.

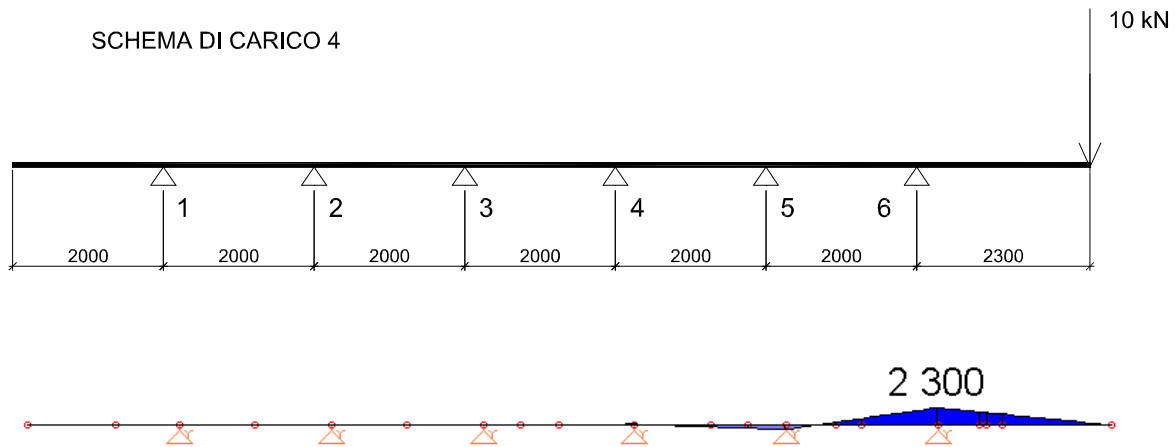


Diagramma momento flettente (kgm) carichi concentrati

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE CORRENTE

$$B = 4600 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$M_6 = -23/4.60 = -5 \text{ kNm/m}$$

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B_{\text{spalla}} = 2350 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$M_6 = 1.3 \times (-23/2.35) = 13 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO SEZIONE CORRENTE

$$B = 3000 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$T_6 = 10/3.0 = 4 \text{ kN/m}$$

TAGLIO SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B_{\text{spalla}} = 1550 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$T_6 = 1.3 \times (10/1.55) = 9 \text{ kN/m}$$

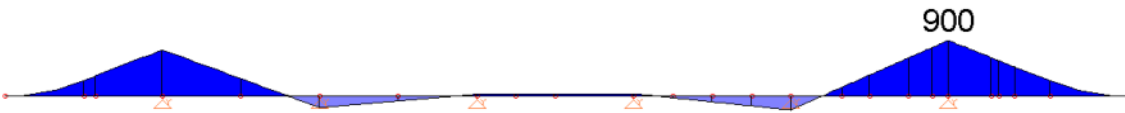
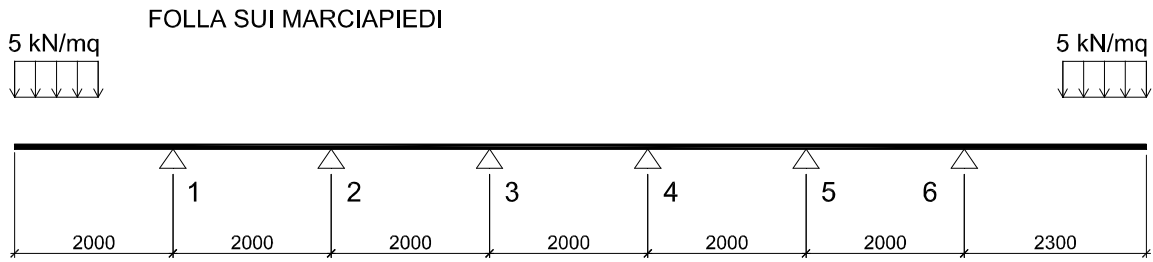
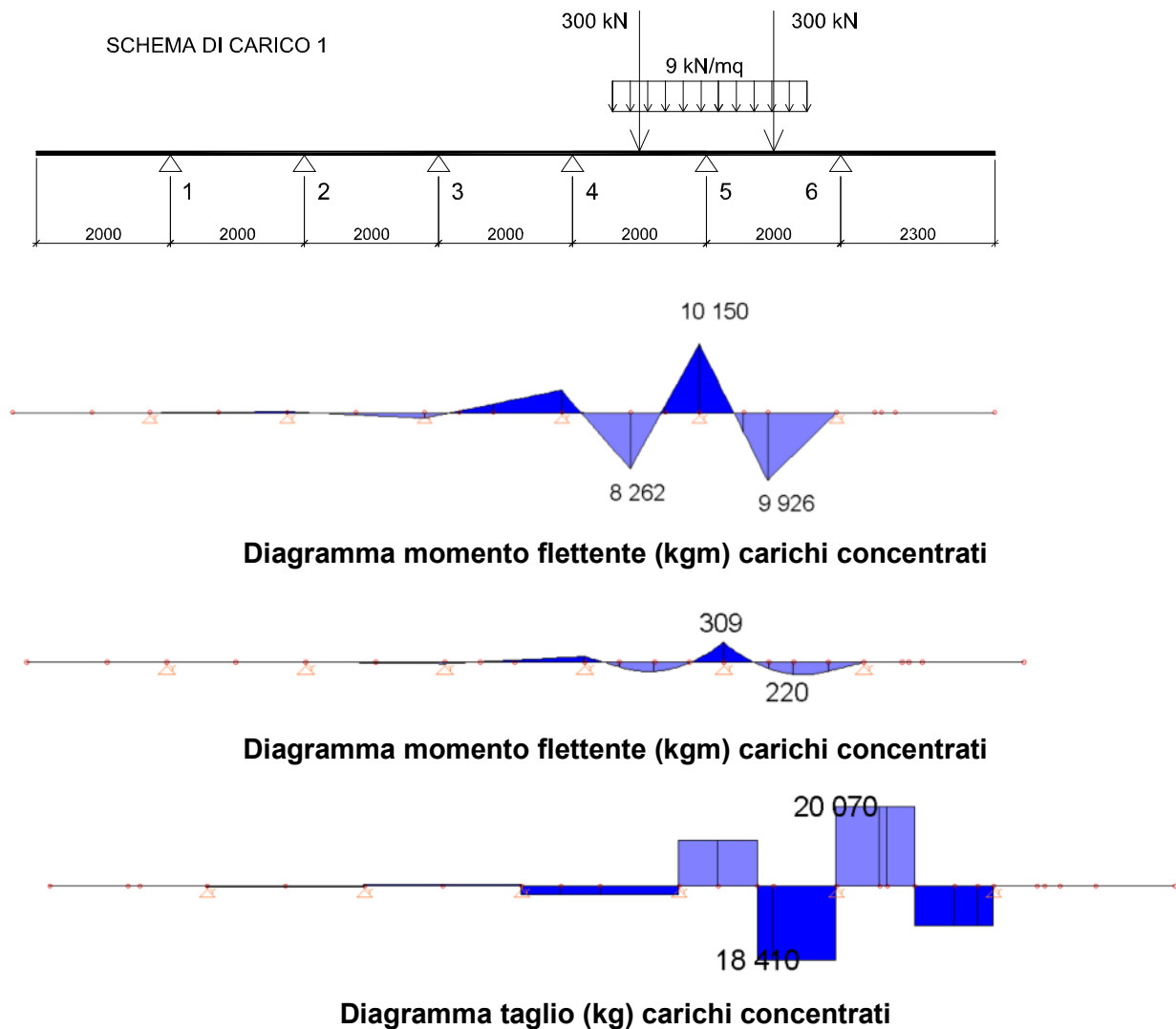


Diagramma momento flettente (kgm) variabile folla



Diagramma taglio (kg) variabile folla

17.2. CAMPATA (momento massimo)**MOMENTO FLETTENTE SEZIONE CORRENTE**

$$B = 3200 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$M_5 = -100/3.20 + -3.00 = -35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{5-6} = 100/3.20 + 3.00 = 35 \text{ kNm/m}$$

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B_{\text{spalla}} = 2400 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$M_6 = 1.3 \times (-100/2.40 + -3.00) = -58 \text{ kNm/m}$$

$$M_{5-6} = 1.3 \times (100/2.40 + 3.00) = 58 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO SEZIONE CORRENTE

$$B = 3200 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$T_6 = 200/3.2 = 62 \text{ kN/m}$$

TAGLIO SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B_{\text{spalla}} = 2700 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$M_6 = 1.3 \times (200/2.4) = 96 \text{ kN/m}$$



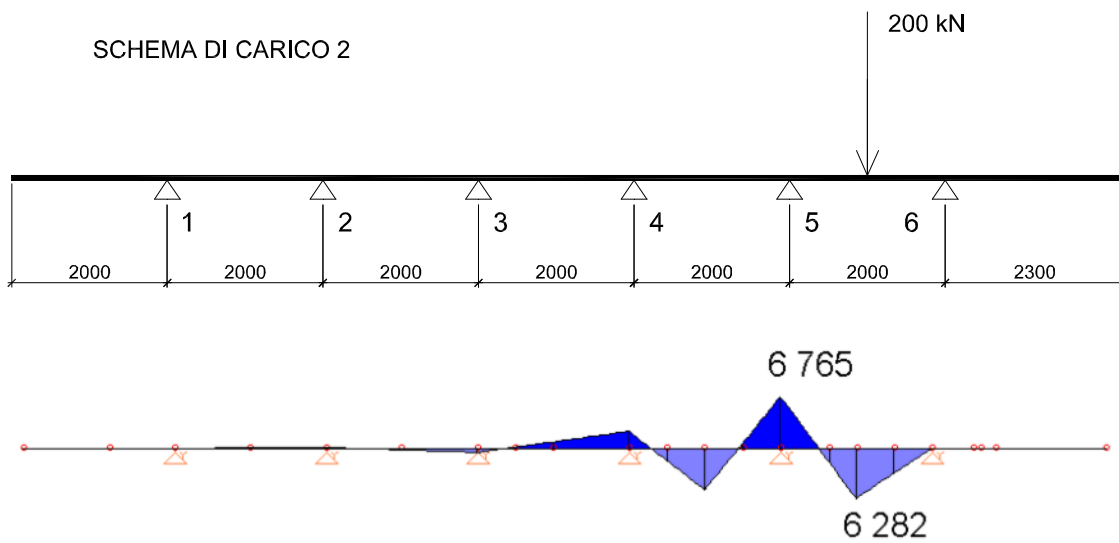


Diagramma momento flettente (kgm) carichi concentrati

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE CORRENTE

$$B = 2000 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$M_6 = -68/2.00 = -34 \text{ kNm/m}$$

$$M_{5-6} = 63/2.00 = 32 \text{ kNm/m}$$

MOMENTO FLETTENTE SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B_{\text{spalla}} = 1170 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$M_6 = 1.3 \times (-68/1.17) = -76 \text{ kNm/m}$$

$$M_{5-6} = 1.3 \times (63/1.17) = 70 \text{ kNm/m}$$

17.3. CAMPATA (taglio massimo)

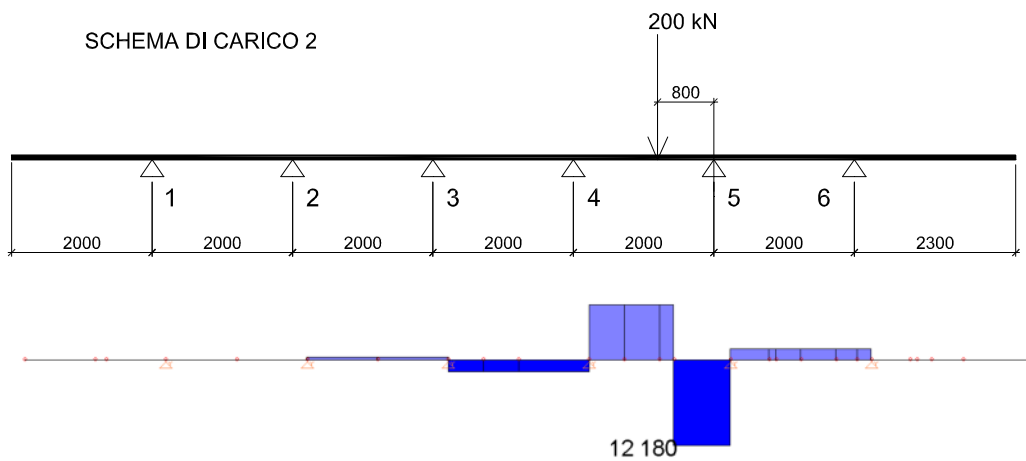


Diagramma taglio (kg) carichi concentrati

TAGLIO SEZIONE CORRENTE

$$B = 1850 \text{ mm}$$

$$j = 1.0$$

$$T_6 = 122/1.85 = 66 \text{ kN/m}$$

TAGLIO SEZIONE DI ESTREMITA'

$$B = 1625 \text{ mm}$$

$$j = 1.3$$

$$T_6 = 1.3 \times 122/1.62 = 97 \text{ kN/m}$$

17.4. Azione del vento sulla barriera

Sulla superficie sopravento della barriera agisce una pressione dovuta al vento pari a $1,3 \text{ kN/m}^2$.
Si assume che l'altezza della barriera/parapetto dallo spiccato del marciapiede sia pari a 2.00 m .
Sul bordo del marciapiede agisce un momento flettente pari a:

$$M_{6,\text{vento}} = q_{\text{vento}} \times H^2/2 = 1.3 \times (2.00 + 0.10 + 0.25/2)^2/2 = 3.20 \text{ kNm/m}$$



Diagramma momento flettente (kgm) carichi vento in barriera

17.5. Urto del veicolo in svio

Ai sensi del § 5.1.3.10 del D.M. 17/01/2018 l'altezza dei parapetti non può essere inferiore a $1,10 \text{ m}$.

Per valutare l'azione trasmessa dai veicoli in svio, si considera una forza orizzontale equivalente di 100 kN , agente trasversalmente ed orizzontalmente, distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota $h = 1.00 \text{ m}$.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Per il dimensionamento dell'impalcato le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a $1,50$.

$$M_{\text{BARRIERA}} = 1.5 \times [-100 \times (1.0 + 0.1 + 0.25/2)] = -183.75 \text{ kNm}$$

Ipotizzando una diffusione del carico a 45° dall'alto verso il basso, si ottiene che la diffusione sul piano medio della soletta è:

$$a_{\text{SOL}} = 0.5 + 2 \times (1 + 0.1 + 0.25/2) = 2.95 \text{ m}$$

La larghezza collaborante di soletta è pari a:

$$B = 2.95 + 2 \times 0.65 = 4.25 \text{ m}$$

$$M_{6,\text{BARRIERA}} = -183.75/4.25 = -44 \text{ kNm/m}$$

Si riporta una tabella con il riepilogo delle sollecitazioni agenti nelle varie sezioni:

SEZ. SBALZO				
Condizione di carico	M_{sez corrente}	V_{sez corrente}	M_{sez. Ext}	V_{sez. Ext}
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Fase II - permanenti	-18	16	-18	16
Fase III - schema di carico 1	-82			
Fase III - schema di carico 2	-100	108		
Fase III - schema di carico 4	-5	4	-13	9
Fase III - folla marciapiedi	-9	6	-9	6
Vento su barriera	2.6		2.6	
Urto del veicolo in svio	-44		-44	

SEZ. CAMPATA				
Condizione di carico	M_{sez corrente}	V_{sez corrente}	M_{sez. Ext}	V_{sez. Ext}
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Fase II - permanenti	3	6	3	6
Fase III - schema di carico 1	35		58	
Fase III - schema di carico 2	34		80	

SEZ. APPOGGIO				
Condizione di carico	M_{sez corrente}	V_{sez corrente}	M_{sez. Ext}	V_{sez. Ext}
	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m
Fase II - permanenti	-3	6	-3	6
Fase III - schema di carico 1	-35	62	-58	96
Fase III - schema di carico 2	-35	66	-80	97

18.AZIONI DI VERIFICA - COMBINAZIONI

Le azioni sopra determinate sono combinate, ai sensi dei § 2.5.3 e 5.1.3.12, per la verifica della soletta.

- **Combinazione fondamentale A1 STR (SLU):**
 - $G2 \times 1.5 + \text{carichi mobili} \times 1.35 + \text{vento} \times 0.9$
- **Combinazione eccezionale E (SLU):**
 - $\text{FASE II} \times 1.0 + \text{urto} \times 1.5 + \text{carichi mobili schema 2} \times 1.0$
- **Combinazione frequente (SLE):**
 - $\text{FASE II} \times 1.0 + \text{carichi mobili} \times 0.75$
- **Combinazione quasi permanente (SLE):**
 - $\text{FASE II} \times 1.0$

Verifica Sezione corrente sbalzo

Combinazione 1

A1-STR (SLU)

$$M = 1.50 \times (-18) + 1.35 \times (-100) + 1.35 \times (-9) = -175 \text{ kNm/m}$$

$$T = 1.50 \times 12 + 1.35 \times 108 = 145 \text{ kN/m}$$

Combinazione 2

E (SLU)

$$M = 1.00 \times (-18) + 1.35 \times (-44) + 1.00 \times (-100) = -177 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 3

f (SLE)

$$M = 1.00 \times (-18) + 0.75 \times (-100) + 0.75 \times (-9) = -100 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 4

qp (SLE)

$$M = 1.00 \times (-18) = -18 \text{ kNm/m}$$

Verifica sezione corrente sbalzo					
MATERIALI					
CLASSE DI					
RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck}=0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd}=a_{cc}f_{ck}/g$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm}=f_{ck}+8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{ik}	7.50%
$E_{cm}=22000[f_{cm}/10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{ud}=0.9e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd}/E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd}=f_{yk}/g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
E_s	2.06E+05	N/mm ²	Modulo elasticita acciaio		
$f_{ctm}=0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk}=0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione semplice		
$f_{ctd}=f_{ctk}/g_s$	1.50	N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione semplice		
$f'_{cd}=0.5f_{ctd}$	9.92	N/mm ²			

SEZIONE					
B	100	cm	Base	Tipo elemento	
H	30	cm	Altezz		
Copriferro	4	cm	a		
Diametro	0	mm			
staffe \emptyset	0	cm			
Passo staffe s	0	cm			
Armatura zona tesa n°	5	$\emptyset 16$	\emptyset	20	A_s 25.75 cm ²
Armatura zona compressa n°	5	$\emptyset 16$	\emptyset	16	A_s' 10.05 cm ²
Copriferro di calcolo z.			5	cm	



tesa

Copriferro di calcolo z.

c' 4.8 cm

compr.

$h=H-c$ 25 cm

SOLLECITAZIONI

N_{ED} 0 kN Positivo se di compressione

M_{ED} 177 kNm

V_{ED} 145 kN

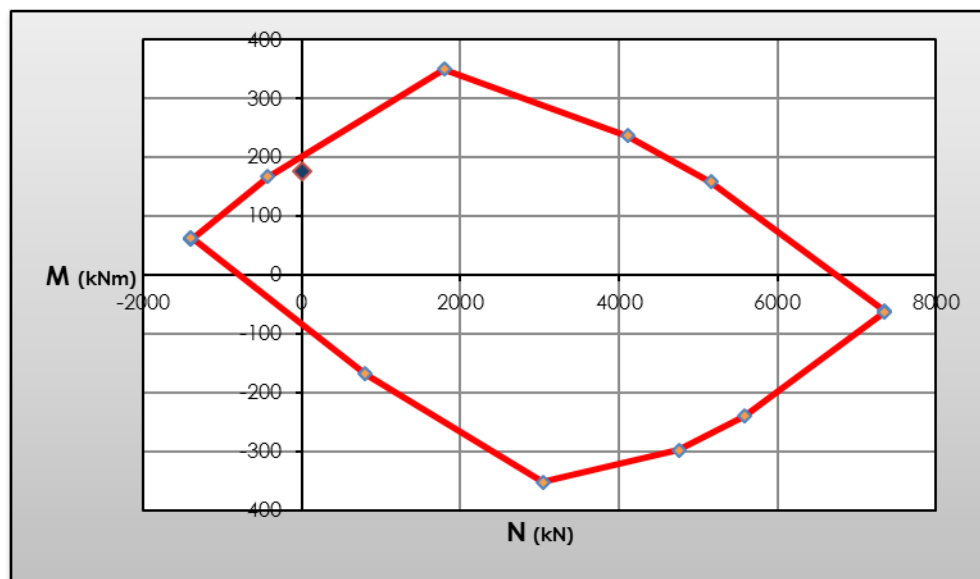
VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO)

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO

ZONA	III	Base B	100 cm
SEZIONE		Altezza h	25 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Momento ultimo M_{RD}	225.5 kNm	g	1.50
Deformazione calcestruzzo ϵ_c	0.35%	Area armatura trasversale A_s	25.75 cm ²
Deformazione acciaio teso ϵ_s	1.14%	Coeff. $K=1+(200/h)^{0.5}$	1.89
Deformazione acciaio comp. ϵ_s'	0.06%	$v_{min}=0.035k^{3/2}\times f_{ck}^{1/2}$	0.54 N/mm ²
Asse neutro x	5.88 cm	$r_1=As/(h\times B)$	0.010
Coefficiente sicurezza	0.78 <1	Tensione media di compressione s_{cp}	0 N/mm ²
M_{ED}/M_{RD}		$V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15\times s_{cp})\times B\times h$	135 kN
		$V_{Rd}=[0.18\times k\times(100\times r_1\times f_{ck})^{1/3}/g+0.15\times s_{cp}]\times B\times h$	188 kN
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.77 <1

VERIFICATO

VERIFICATO



SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara	M_{ED}	127 kNm
Combinazione Frequente	M_{ED}	100 kNm
Combinazione quasi permanente	M_{ED}	18 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali	Ordinarie			
Tipo Armatura	Poco sensibile			
Cobinazione Frequente stato limite	Apertura fessure	w_d < w3	0.4	mm.
Cobinazione qu. permanente stato limite	Apertura fessure	w_d < w2	0.3	mm.

PROCEDURA NTC 2018

Tipo di barre	Aderenza Migliorata			
Tipo di sollecitazione	Flessione semplice			
Tipo di carico	Lunga durata			
Diametro Ø	20.00 mm	Altezza h _{c,eff}	6.66	cm
Coefficiente K ₁	0.8	As	25.75	cm ²
Coefficiente K ₂	0.5	r _r =A _s /(B×h _{c,eff})	0.039	
Coefficiente K ₃	3.4	a _E =E _s /E _{cm}	6.05	
Coefficiente K ₄	0.425	s _{rm} =K ₃ ×r+K ₁ ×K ₂ ×K ₄ ×Ø	224.00	mm
ricoprimento armatura r	4 cm	/r _r		
Coefficiente K _t	0.4			
Inter. fra le barre s	22.5 cm			

SPAZIATURA

VERIFICATA

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s _s	181.36 N/mm ²
e _{sm} =s _s /E _s	0.001
K _t ×f _{ctm} /r _r ×(1+a _E)×r _E /E _s	0.319 mm
w _D =1.7×e _{sm} ×s _{rm}	
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s _s	32.65 N/mm ²
e _{sm} =s _s /E _s	0.000
K _t ×f _{ctm} /r _r ×(1+a _E)×r _E /E _s	0.044 mm
w _D =1.7×e _{sm} ×s _{rm}	
VERIFICATO	

UTILIZZO DELLE TABELLE

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s _s	181.36 N/mm ²
Diametro Ø	20.00 mm
Inter. fra le barre s	22.5 cm
Diametro Ø _{max}	32 mm
VERIFICATO	
Inter. fra le barre s _{max}	30 cm
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s _s	32.65 N/mm ²
Diametro Ø	20.00 mm
Inter. fra le barre s	22.5 cm
Diametro Ø _{max}	32 mm
VERIFICATO	
Inter. fra le barre s _{max}	30 cm
VERIFICATO	

VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

COMBINAZIONE RARA

Tensione acciaio	360.00 N/mm ²
s _{s,LIM} =0.8f _{yk}	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio	360.00 N/mm ²
s _{s,LIM} =0.8f _{yk}	



Tensione cemento	21.00 N/mm ²	Tensione cemento	15.75 N/mm ²
$s_{c,LIM}=0.6f_{ck}$		$s_{c,LIM}=0.45f_{ck}$	
Tensione cemento s_c	10.25 N/mm ²	Tensione cemento s_c	1.45 N/mm ²
VERIFICATO		VERIFICATO	
Tensione acciaio s_s	230.33 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	32.65 N/mm ²
VERIFICATO		VERIFICATO	



Verifica Sezione di estremità sbalzo

Combinazione 1

A1-STR (SLU)

$M = 1.50x(-18) + 1.35x(-13) + 1.35x(-9) = -57 \text{ kNm/m}$

$T = 1.50x12 + 1.35x9 = 30 \text{ kN/m}$

Combinazione 2

E (SLU)

$M = 1.00x(-18) + 1.35x(-44) + 1.00x(-13) = -91 \text{ kNm/m}$

Combinazione 3

f (SLE)

$M = 1.00x(-18) + 0.75x(-13) + 0.75x(-9) = -35 \text{ kNm/m}$

Combinazione 4

qp (SLE)

$M = 1.00x(-18) = -18 \text{ kNm/m}$

Verifica sezione di estremità sbalzo

MATERIALI					
CLASSE DI RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck}=0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g_c	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd}=a_{cc}f_{ck}/g_c$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm}=f_{ck}+8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{uk}	7.50%
$E_{cm}=22000[f_{cm}/10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{td}=0.9e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd}/E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd}=f_{yk}/g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
E_s	2.06E+05	N/mm ²	Modulo elasticita acciaio		
$f_{ctm}=0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk}=0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione semplice		
$f_{ctd}=f_{ctk}/g_s$	1.50	N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione semplice		
$f'_{cd}=0.5f_{ctd}$	9.92	N/mm ²			

SEZIONE

B	100	cm	Base	Tipo elemento
H	30	cm	Altezza	

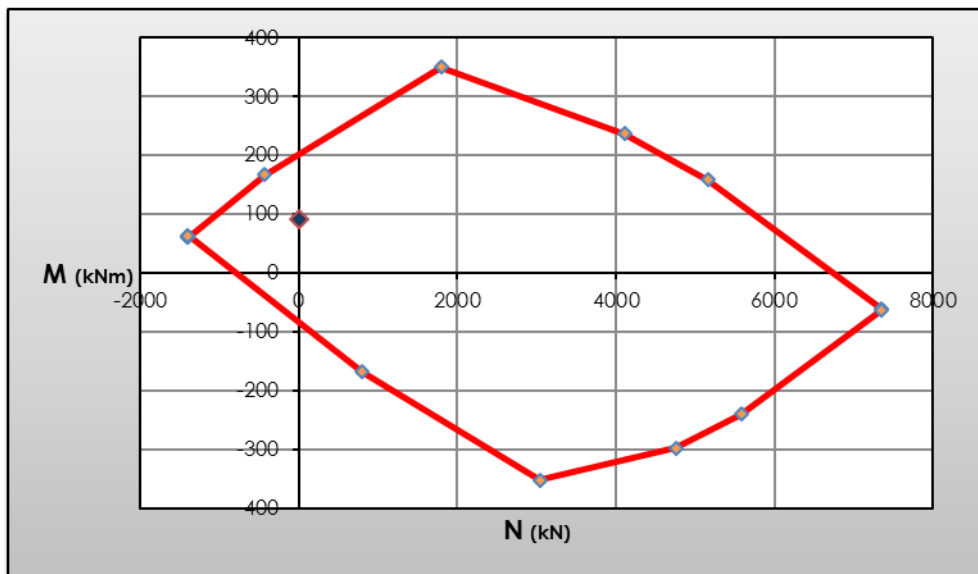


Copriferro	4	cm			
Diametro staffe \emptyset	0	mm			
Passo staffe s	0	cm			
Armatura zona tesa n°	5	$\emptyset 16$	\emptyset 20	A_s	25.75 cm ²
	+5				
Armatura zona compressa n°	5	\emptyset 16	A_s'		10.05 cm ²
Copriferro di calcolo z. tesa			5	cm	
Copriferro di calcolo z. compr.	c'		4.8	cm	
$h=H-c$			25	cm	

SOLLECITAZIONI

N_{ED}	0	kN	Positivo se di compressione
M_{ED}	91	kNm	
V_{ED}	30	kN	

VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO)		ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO	
ZONA SEZIONE	III	Base B	100 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	Altezza h	25 cm
Momento ultimo M_{RD}	225.5 kNm	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Deformazione calcestruzzo ϵ_c	0.35%	g	1.50
Deformazione acciaio teso ϵ_s	1.14%	Area armatura trasversale A_s	25.75 cm ²
Deformazione acciaio comp. $\epsilon_{s'}$	0.06%	Coeff. $K=1+(200/h)^{0.5}$	1.89
Asse neutro x	5.88 cm	$v_{min}=0.035k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	0.54 N/mm ²
Coefficiente sicurezza M_{ED}/M_{RD}	0.40 <1	$r_1=As/(h \times B)$	0.010
	VERIFICATO	Tensione media di compressione	0 N/mm ²
		s_{cp}	
		$V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15 \times s_{cp}) \times B \times h$	135 kN
		$V_{Rd}=[0.18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g + 0.1$	188 kN
		$5 \times s_{cp}] \times B \times h$	
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.16 <1
		VERIFICATO	



SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara	M_{ED}	40 kNm
Combinazione Frequente	M_{ED}	35 kNm
Combinazione quasi permanente	M_{ED}	18 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali	Ordinarie		
Tipo Armatura	Poco sensibile		
Cobinazione Frequente stato limite	Apertura fessure	$w_d < w3$	0.4 mm.
Cobinazione qu. permanente stato limite	Apertura fessure	$w_d < w2$	0.3 mm.

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s_s	63.48 N/mm ²
Momento s_{cr}	112.75 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	-0.047 mm
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s_s	32.65 N/mm ²
Momento s_{cr}	112.75 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	-0.001
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	-0.206 mm
VERIFICATO	

PROCEDURA 2018

Tipo di barre	Aderenza Migliorata		
Tipo di sollecitazione	Flessione semplice		
Tipo di carico	Lunga durata		
Diametro \emptyset	20.00 mm	Altezza $h_{c,eff}$	6.66 cm
Coefficiente K_1	0.8	A_s	25.75 cm ²
Coefficiente K_2	0.5	$r_r = A_s / (B \times h_{c,eff})$	0.039
Coefficiente K_3	3.4	$a_E = E_s / E_{cm}$	6.05
Coefficiente K_4	0.425	$s_{rm} = K_3 \times r_r + K_1 \times K_2 \times K_4 \times \emptyset / r_r$	224.00 mm
ricoprimento armatura r	4 cm		
Coefficiente K_t	0.4		
Inter. fra le barre s	22.5 cm	SPAZIATURA	
		VERIFICATA	

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s_s	63.48 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.101 mm
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s_s	32.65 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.044 mm
VERIFICATO	

UTILIZZO DELLE TABELLE

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s_s	63.48 N/mm ²
------------------------	-------------------------

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s_s	32.65 N/mm ²
------------------------	-------------------------



Diametro \emptyset	20.00 mm	Diametro \emptyset	20.00 mm
Inter. fra le barre s	22.5 cm	Inter. fra le barre s	22.5 cm
Diametro \emptyset_{\max}	40 mm	Diametro \emptyset_{\max}	32 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	
Inter. fra le barre s_{max}	30 cm	Inter. fra le barre s_{max}	30 cm
VERIFICATO		VERIFICATO	



Verifica Sezione corrente campataCombinazione 1**A1-STR (SLU)**

$$M = 1.50 \times 3 + 1.35 \times 35 = 52 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 2**f (SLE)**

$$M = 1.00 \times 3 + 0.75 \times 35 = 30 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 4**qp (SLE)**

$$M = 1.00 \times 3 = 3 \text{ kNm/m}$$

Verifica sezione corrente campata					
MATERIALI					
CLASSE DI RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck} = 0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g_c	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / g_c$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{uk}	7.50%
$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{td} = 0.9 e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd} / E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd} = f_{yk} / g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
$E_s = 2.06E+05$		N/mm ²	Modulo elasticita acciaio		
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione semplice		
$f_{ctd} = f_{ctk} / g_c$	1.50	N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione semplice		
$f'_{cd} = 0.5 f_{ctd}$	9.92	N/mm ²			

SEZIONE					
B	100	cm	Bas		Tipo elemento
			e		
H	25	cm	Alte		
			zza		
Copriferro	4	cm			
Diametro staffe \emptyset	0	mm			
Passo staffe s	0	cm			
Armatura zona tesa n°	5	\emptyset 16	A_s	10.05	cm ²
Armatura zona compressa n°	5	\emptyset 16	A_s'	10.05	cm ²



Copriferro di calcolo z. tesa 4.8 cm
 Copriferro di calcolo z. compr. c' 4.8 cm
 h=H-c 20.2 cm

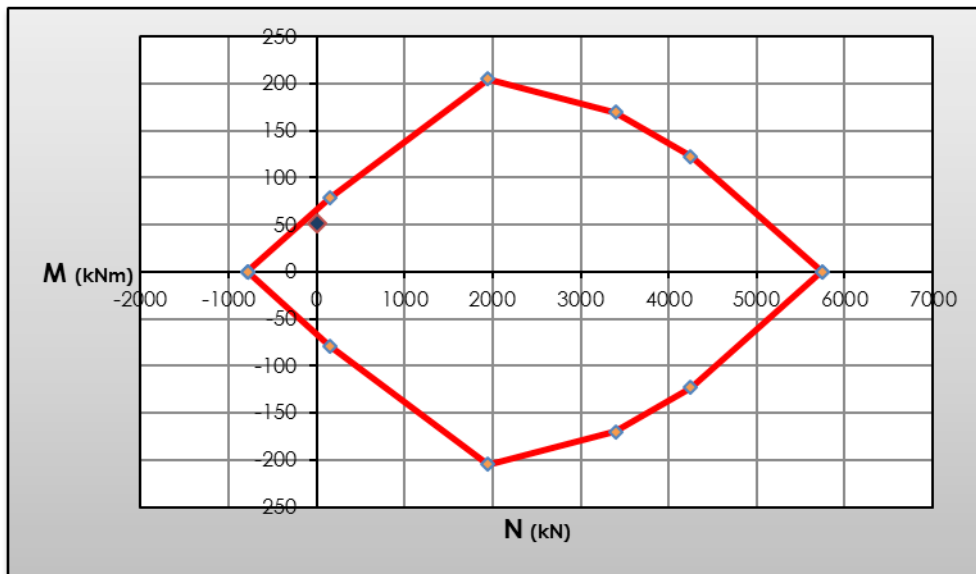
SOLLECITAZIONI

N_{ED} 0 kN Positivo se di compressione
M_{ED} 52 kNm
V_{ED} 0 kN

VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO) ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO

ZONA SEZIONE	III	Base B	100 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	Altezza h	20.2 cm
Momento ultimo M_{RD}	79.5 kNm	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Deformazione calcestruzzo e_c	0.35%	g	1.50
Deformazione acciaio teso e_s	1.49%	Area armatura trasversale A_s	10.05 cm ²
Deformazione acciaio comp. e_s	-	Coeff. K=1+(200/h)^{0.5}	2.00
Asse neutro x	3.85 cm	v_{min}=0.035k^{3/2}×f_{ck}^{1/2}	0.58 N/mm ²
Coefficiente sicurezza M_{ED}/M_{RD}	0.65 <1	r_i=A_s/(h×B)	0.005
	VERIFICATO	Tensione media di compressione s_{cp}	0 N/mm ²
		V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15×s_{cp})×B×h	118 kN
		V_{Rd}=[0.18×k×(100×r_i×f_{ck})^{1/3}/g+0.15×s_{cp}]	125 kN
] ×B×h	
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.00 <1

VERIFICATO



SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara **M_{ED}** 38 kNm



Combinazione Frequente	M_{ED}	30 kNm
Combinazione quasi permanente	M_{ED}	2.5 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali	Ordinarie		
Tipo Armatura	Poco sensibile		
Cobinazione Frequente stato limite	Apertura fessure	w_d < w3	0.4 mm.
Cobinazione qu. permanente stato limite	Apertura fessure	w_d < w2	0.3 mm.

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	13.91 N/mm ²
Momento s_{cr}	211.66 N/mm ²	Momento s_{cr}	211.66 N/mm ²
e_{sm} = s_s / E_s × (1 - b₁ × b₂ × (s_{sr} / s)²)	0.000	e_{sm} = s_s / E_s × (1 - b₁ × b₂ × (s_{sr} / s)²)	-0.008
w_D = 1.7 × e_{sm} × s_{rm}	0.049 mm	w_D = 1.7 × e_{sm} × s_{rm}	-2.379 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

PROCEDURA NTC 2018

Tipo di barre	Aderenza Migliorata		
Tipo di sollecitazione	Flessione semplice		
Tipo di carico	Lunga durata		
Diametro Ø	16.00 mm	Altezza h_{c,eff}	6.27 cm
Coefficiente K₁	0.8	As	10.05 cm ²
Coefficiente K₂	0.5	r_r = As / (B × h_{c,eff})	0.016
Coefficiente K₃	3.4	a_E = E_s / E_{cm}	6.05
Coefficiente K₄	0.425	s_{rm} = K₃ × r + K₁ × K₂ × K₄ × Ø / r_r	305.77 mm
ricoprimento armatura r	4 cm		
Coefficiente K_t	0.4		
Inter. fra le barre s	22.6 cm	SPAZIATURA VERIFICATA	

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	13.91 N/mm ²
e_{sm} = s_s / E_s - K_t × f_{ctm} / r_r × (1 + a_E) × r_E / E_s	0.001	e_{sm} = s_s / E_s - K_t × f_{ctm} / r_r × (1 + a_E) × r_E / E_s	0.000
w_D = 1.7 × e_{sm} × s_{rm}	0.398 mm	w_D = 1.7 × e_{sm} × s_{rm}	0.012 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

UTILIZZO DELLE TABELLE

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	13.91 N/mm ²
Diametro Ø	16.00 mm	Diametro Ø	16.00 mm
Inter. fra le barre s	22.6 cm	Inter. fra le barre s	22.6 cm
Diametro Ø_{max}	32 mm	Diametro Ø_{max}	32 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	
Inter. fra le barre s_{max}	30 cm	Inter. fra le barre s_{max}	30 cm
VERIFICATO		VERIFICATO	



VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO			
COMBINAZIONE RARA		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²	Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²
Tensione cemento $s_{c,LIM}=0.6f_{ck}$	21.00 N/mm ²	Tensione cemento	15.75 N/mm ²
Tensione cemento s_c	6.21 N/mm ²	$s_{c,LIM}=0.45f_{ck}$	
VERIFICATO		Tensione cemento s_c	0.41 N/mm ²
Tensione acciaio s_s	211.50 N/mm ²	VERIFICATO	
VERIFICATO		Tensione acciaio s_s	13.91 N/mm ²
		VERIFICATO	



Verifica Sezione di estremità campataCombinazione 1**A1-STR (SLU)**

$$M = 1.50 \times 3 + 1.35 \times 58 = 83 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 2**f (SLE)**

$$M = 1.00 \times 3 + 0.75 \times 58 = 47 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 4**qp (SLE)**

$$M = 1.00 \times 3 = 3 \text{ kNm/m}$$

Verifica sezione di estremità campata					
MATERIALI					
CLASSE DI RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck} = 0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g_c	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / g_c$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{uk}	7.50%
$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{ld} = 0.9 e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd} / E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd} = f_{yk} / g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
E_s	2.06E+05	N/mm ²	Modulo elasticità acciaio		
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione semplice		
$f_{ctd} = f_{ctk} / g_c$	1.50	N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione semplice		
$f'_{cd} = 0.5 f_{ctd}$	9.92	N/mm ²			

SEZIONE					
B	100	cm	Bas		Tipo elemento
			e		
H	25	cm	Alte		
			zza		
Copriferro	4	cm			
Diametro staffe \emptyset	0	mm			
Passo staffe s	0	cm			
Armatura zona tesa n°	5	\emptyset 20	A_s	15.71	cm ²
Armatura zona compressa n°	5	\emptyset 20	A_s'	15.71	cm ²

Copriferro di calcolo z. tesa 5 cm
 Copriferro di calcolo z. compr. c' 5 cm
 h=H-c 20 cm

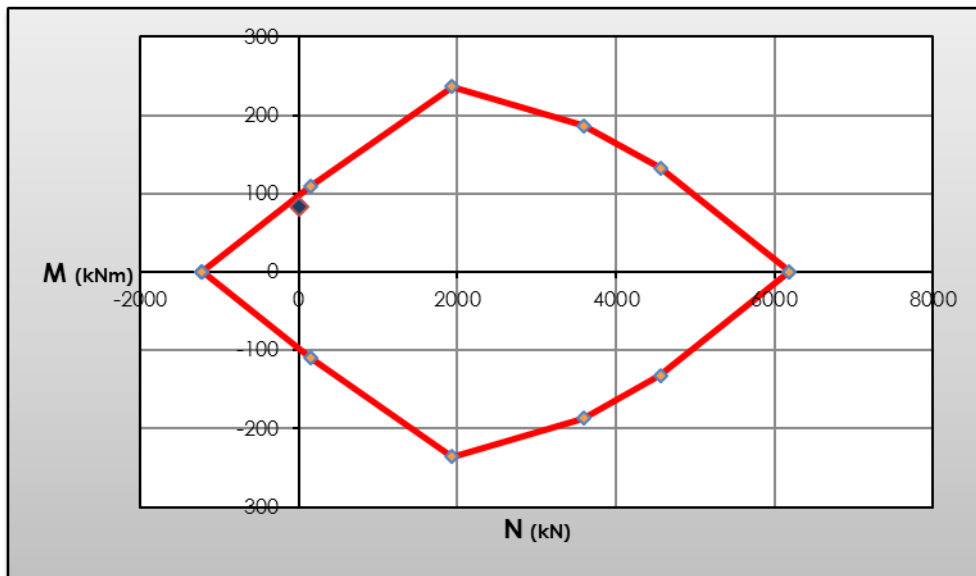
SOLLECITAZIONI

N_{ED} 0 kN Positivo se di compressione
M_{ED} 83 kNm
V_{ED} 0 kN

VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO) ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO

ZONA SEZIONE	III	Base B	100 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	Altezza h	20 cm
Momento ultimo M_{RD}	114.3 kNm	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Deformazione calcestruzzo e_c	0.35%	g	1.50
Deformazione acciaio teso e_s	1.15%	Area armatura trasversale A_s	15.71 cm ²
Deformazione acciaio comp. e_s	-	Coeff. K=1+(200/h)^{0.5}	2.00
Asse neutro x	4.67 cm	v_{min}=0.035k^{3/2}×f_{ck}^{1/2}	0.59 N/mm ²
Coefficiente sicurezza M_{ED}/M_{RD}	0.73 <1	r₁=A_s/(h×B)	0.008
	VERIFICATO	Tensione media di compressione s_{cp}	0 N/mm ²
		V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15×s_{cp})×B×h	117 kN
		V_{Rd}=[0.18×k×(100×r₁×f_{ck})^{1/3}/g+0.15×s_{cp}]	145 kN
] ×B×h	
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.00 <1

VERIFICATO



SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara **M_{ED}** 61 kNm



Combinazione Frequente M_{ED} 47 kNm
 Combinazione quasi permanente M_{ED} 3 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali **Ordinarie**
 Tipo Armatura **Poco sensibile**
 Cobinazione Frequente stato limite **Apertura fessure** $w_d < w_3$ 0.4 mm.
 Cobinazione qu. permanente stato limite **Apertura fessure** $w_d < w_2$ 0.3 mm.

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
Momento s_{cr}	149.01 N/mm ²	Momento s_{cr}	149.01 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	0.001	$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	-0.005
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.151 mm	$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	-1.354 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

PROCEDURA NTC 2018

Tipo di barre **Aderenza Migliorata**
 Tipo di sollecitazione **Flessione semplice**
 Tipo di carico **Lunga durata**
 Diametro \emptyset 20.00 mm Altezza $h_{c,eff}$ 5.96 cm
 Coefficiente K_1 0.8 **As** 15.71 cm²
 Coefficiente K_2 0.5 $r_r = A_s / (B \times h_{c,eff})$ 0.026
 Coefficiente K_3 3.4 $a_E = E_s / E_{cm}$ 6.05
 Coefficiente K_4 0.425 $s_{rm} = K_3 \times r_r + K_1 \times K_2 \times K_4 \times \emptyset / r_r$ 265.00 mm
 ricoprimento armatura r 4 cm
 Coefficiente K_t 0.4
 Inter. fra le barre s 22.5 cm SPAZIATURA VERIFICATA

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.001	$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.361 mm	$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.005 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

UTILIZZO DELLE TABELLE

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
Diametro \emptyset	20.00 mm	Diametro \emptyset	20.00 mm
Inter. fra le barre s	22.5 cm	Inter. fra le barre s	22.5 cm
Diametro \emptyset_{max}	32 mm	Diametro \emptyset_{max}	32 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	
Inter. fra le barre s_{max}	30 cm	Inter. fra le barre s_{max}	30 cm
VERIFICATO		VERIFICATO	



VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO					
COMBINAZIONE RARA			COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE		
Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00	N/mm ²	Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00	N/mm ²
Tensione cemento $s_{c,LIM}=0.6f_{ck}$	21.00	N/mm ²	Tensione cemento	15.75	N/mm ²
Tensione cemento s_c	8.32	N/mm ²	$s_{c,LIM}=0.45f_{ck}$		
VERIFICATO			Tensione cemento s_c	0.41	N/mm ²
Tensione acciaio s_s	225.86	N/mm ²	VERIFICATO		
VERIFICATO			Tensione acciaio s_s	11.11	N/mm ²
			VERIFICATO		

Verifica Sezione corrente appoggio

Combinazione 1

A1-STR (SLU)

$$M = 1.50x(-3) + 1.35x(-35) = -52 \text{ kNm/m}$$

$$T = 1.50x6 + 1.35x66 = 98 \text{ kN/m}$$

Combinazione 2

f (SLE)

$$M = 1.00x(-3) + 0.75x(-35) = -30 \text{ kNm/m}$$

Combinazione 4

qp (SLE)

$$M = 1.00x(-3) = -3 \text{ kNm/m}$$

Verifica sezione corrente appoggio					
MATERIALI					
CLASSE DI RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck}=0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g_c	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd}=a_{cc}f_{ck}/g_c$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm}=f_{ck}+8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{uk}	7.50%
$E_{cm}=22000[f_{cm}/10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{ud}=0.9e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd}/E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd}=f_{yk}/g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
E_s	2.06E+05	N/mm ²	Modulo elasticita acciaio		
$f_{ctm}=0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk}=0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione		

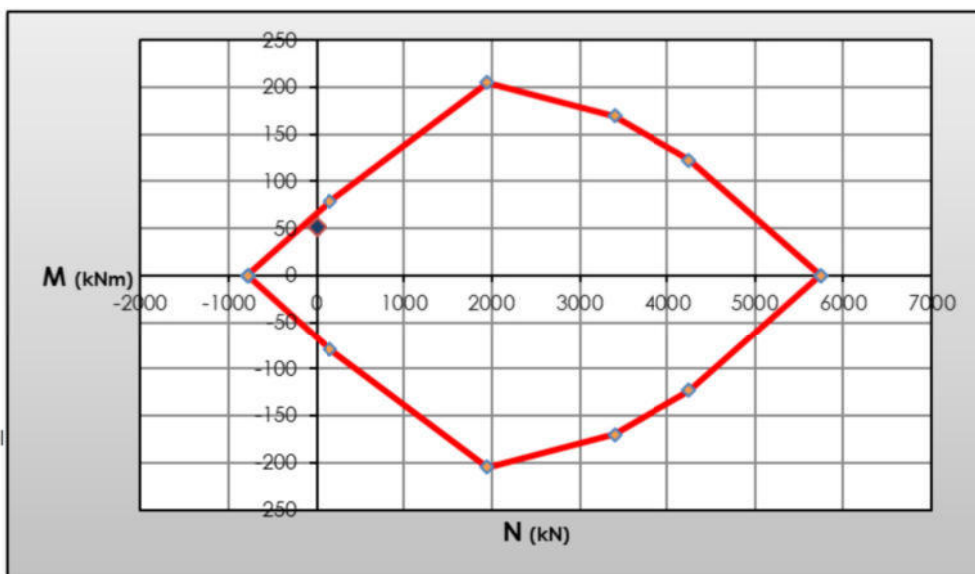


$f_{ctd} = f_{ctk} / g$ 1.50 N/mm² semplice
 Resistenza di calcolo a trazione semplice
 $f_{cd} = 0.5 f_{ctd}$ 9.92 N/mm²

SEZIONE					
B	100 cm	Bas	Tipo elemento		
H	25 cm	e			
		Alte			
		zza			
Copriferro	4 cm				
Diametro staffe \emptyset	0 mm				
Passo staffe s	0 cm				
Armatura zona tesa n°	5	\emptyset 16	A_s	10.05	cm ²
Armatura zona compressa n°	5	\emptyset 16	A_s'	10.05	cm ²
Copriferro di calcolo z. tesa		4.8	cm		
Copriferro di calcolo z. compr.	c'	4.8	cm		
h=H-c		20.2	cm		

SOLLECITAZIONI	
N_{ED}	0 kN
	Positivo se di compressione
M_{ED}	52 kNm
V_{ED}	98 kN

VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO)		ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO	
ZONA SEZIONE	III	Base B	100 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	Altezza h	20.2 cm
Momento ultimo M_{RD}	79.5 kNm	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Deformazione calcestruzzo e_c	0.35%	g	1.50
Deformazione acciaio teso e_s	1.49%	Area armatura trasversale A_s	10.05 cm ²
Deformazione acciaio comp. e_s'	-	Coeff. K=1+(200/h)^{0.5}	2.00
Asse neutro x	3.85 cm	v_{min}=0.035k^{3/2}xf_{ck}^{1/2}	0.58 N/mm ²
Coefficiente sicurezza M_{ED}/M_{RD}	0.65 <1	r₁=A_s/(hxB)	0.005
	VERIFICATO	Tensione media di compressione s_{cp}	0 N/mm ²
		V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15xs_{cp})xBxh	118 kN
		V_{Rd}=[0.18xkx(100xr₁xf_{ck})^{1/3}/g+0.15xs_{cp}]	125 kN
		xBxh	
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.78 <1
			VERIFICATO



il.com 3346854176

SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara	M_{ED}	38 kNm
Combinazione Frequente	M_{ED}	30 kNm
Combinazione quasi permanente	M_{ED}	3 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali	Ordinarie		
Tipo Armatura	Poco sensibile		
Cobinazione Frequente stato limite	Apertura fessure	$w_d < w_3$	0.4 mm.
Cobinazione qu. permanente stato limite	Apertura fessure	$w_d < w_2$	0.3 mm.

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²
Momento s_{cr}	211.66 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.049 mm
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s_s	16.70 N/mm ²
Momento s_{cr}	211.66 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	-0.006
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	-1.974 mm
VERIFICATO	

PROCEDURA NTC 2018

Tipo di barre	Aderenza Migliorata		
Tipo di sollecitazione	Flessione semplice		
Tipo di carico	Lunga durata		
Diametro \emptyset	16.00 mm	Altezza $h_{c,eff}$	6.27 cm
Coefficiente K_1	0.8	A_s	10.05 cm ²
Coefficiente K_2	0.5	$r_r = A_s / (B \times h_{c,eff})$	0.016
Coefficiente K_3	3.4	$a_E = E_s / E_{cm}$	6.05
Coefficiente K_4	0.425	$s_{rm} = K_3 \times r_r + K_1 \times K_2 \times K_4 \times \emptyset / r_r$	305.77 mm
ricoprimento armatura r	4 cm		
Coefficiente K_t	0.4		
Inter. fra le barre s	22.6 cm		
		SPAZIATURA VERIFICATA	

COMBINAZIONE FREQUENTE

Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.001
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.398 mm
VERIFICATO	

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione acciaio s_s	16.70 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.019 mm
VERIFICATO	



UTILIZZO DELLE TABELLE			
COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	166.97 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	16.70 N/mm ²
Diametro \emptyset	16.00 mm	Diametro \emptyset	16.00 mm
Inter. fra le barre s	22.6 cm	Inter. fra le barre s	22.6 cm
Diametro \emptyset_{max}	32 mm	Diametro \emptyset_{max}	32 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	
Inter. fra le barre s_{max}	30 cm	Inter. fra le barre s_{max}	30 cm
VERIFICATO		VERIFICATO	

VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO			
COMBINAZIONE RARA		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²	Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²
Tensione cemento $s_{c,LIM}=0.6f_{ck}$	21.00 N/mm ²	Tensione cemento	15.75 N/mm ²
Tensione cemento s_c	6.21 N/mm ²	$s_{c,LIM}=0.45f_{ck}$	
VERIFICATO		Tensione cemento s_c	0.49 N/mm ²
VERIFICATO		VERIFICATO	
Tensione acciaio s_s	211.50 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	16.70 N/mm ²
VERIFICATO		VERIFICATO	

Verifica Sezione di estremità appoggio_

Combinazione 1

A1-STR (SLU)

$M = 1.50x(-3) + 1.35x(-58) = -83 \text{ kNm/m}$

$T = 1.50x6 + 1.35x97 = 139 \text{ kN/m}$

Combinazione 2

f (SLE)

$M = 1.00x(-3) + 0.75x(-58) = -47 \text{ kNm/m}$

Combinazione 4

qp (SLE)

$M = 1.00x(-3) = -3 \text{ kNm/m}$

Verifica sezione corrente campata

MATERIALI					
CLASSE DI RESISTENZA					
R_{ck}	45	N/mm ²			
Tipo di acciaio	B450C				
$f_{ck}=0.83R_{ck}$	35.00	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	e_{c2}	0.20%
a_{cc}	0.85		E' il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	e_{c4}	0.07%
g_s	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	e_{cu}	0.35%
$f_{cd}=a_{cc}f_{ck}/g_s$	19.83	N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	e_{c3}	0.18%
$f_{cm}=f_{ck}+8$	43.00	N/mm ²	Valore medio resistenza cilindrica	e_{uk}	7.50%
$E_{cm}=22000[f_{cm}/10]^{0.3}$	34077	N/mm ²	Modulo elastico del calcestruzzo	$e_{ud}=0.9e_{uk}$	6.75%
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yd}/E_s	0.19%
g_s	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		
$f_{yd}=f_{yk}/g_s$	391.30	N/mm ²	Resistenza di calcolo dell'acciaio		
E_s	2.06E+05	N/mm ²	Modulo elasticita acciaio		
$f_{ctm}=0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	3.21	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctk}=0.70 \times f_{ctm}$	2.25	N/mm ²	Resistenza di caratteristica s trazione semplice		
$f_{ctd}=f_{ctk}/g_s$	1.50	N/mm ²	Resistenza di calcolo a trazione semplice		
$f'_{cd}=0.5f_{ctd}$	9.92	N/mm ²			

SEZIONE

B	100	cm	Bas					
			e					Tipo elemento
H	25	cm	Alte					
			zza					
Copriferro	4	cm						
Diametro staffe \emptyset	0	mm						
Passo staffe s	0	cm						
Armatura zona tesa n°	5	\emptyset	20	A_s			15.71	cm ²

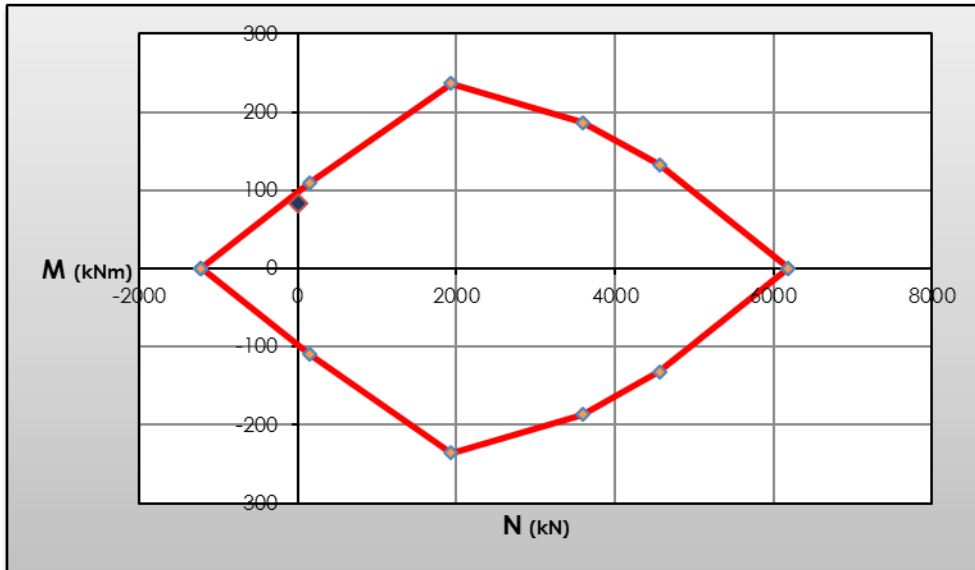


Armatura zona compressa n° **5** Ø **20** **A_s'** 15.71 cm²
 Copriferro di calcolo z. tesa 5 cm
 Copriferro di calcolo z. compr. **c'** 5 cm
h=H-c 20 cm

SOLLECITAZIONI

N_{ED} **0** kN Positivo se di compressione
M_{ED} **83** kNm
V_{ED} **139** kN

VERIFICA DI RESISTENZA (MOMENTO)		ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO	
ZONA SEZIONE	III	Base B	100 cm
Rottura tipo:	FRAGILE	Altezza h	20 cm
Momento ultimo M_{RD}	114.3 kNm	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Deformazione calcestruzzo e_c	0.35%	g	1.50
Deformazione acciaio teso e_s	1.15%	Area armatura trasversale A_s	15.71 cm ²
Deformazione acciaio comp. e_s	-0.02%	Coeff. K=1+(200/h)^{0.5}	2.00
Asse neutro x	4.67 cm	v_{min}=0.035k^{3/2}×f_{ck}^{1/2}	0.59 N/mm ²
Coefficiente sicurezza M_{ED}/M_{RD}	0.73 <1	r₁=A_s/(h×B)	0.008
	VERIFICATO	Tensione media di compressione s_{cp}	0 N/mm ²
		V_{Rd,min}=(v_{min}+0.15×s_{cp})×B×h	117 kN
		V_{Rd}=[0.18×k×(100×r₁×f_{ck})^{1/3}/g+0.15×s_{cp}	145 kN
		j×B×h	
		Coefficiente sicurezza V_{ED}/V_{RD}	0.96 <1
			VERIFICATO



SOLLECITAZIONI SLE

Combinazione rara **M_{ED}** **61** kNm

Combinazione Frequente M_{ED} 47 kNm
 Combinazione quasi permanente M_{ED} 3 kNm

VERIFICA DI FESSURAZIONE

Condizioni Ambientali **Ordinarie**
 Tipo Armatura **Poco sensibile**
 Cobinazione Frequente stato limite **Apertura fessure** $w_d < w_3$ 0.4 mm.
 Cobinazione qu. permanente stato limite **Apertura fessure** $w_d < w_2$ 0.3 mm.

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
Momento s_{cr}	149.01 N/mm ²	Momento s_{cr}	149.01 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	0.001	$e_{sm} = s_s / E_s \times (1 - b_1 \times b_2 \times (s_{sr} / s)^2)$	-0.005
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.151 mm	$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	-1.354 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

PROCEDURA NTC 2018

Tipo di barre **Aderenza Migliorata**
 Tipo di sollecitazione **Flessione semplice**
 Tipo di carico **Lunga durata**
 Diametro \emptyset 20.00 mm Altezza $h_{c,eff}$ 5.96 cm
 Coefficiente K_1 0.8 **As** 15.71 cm²
 Coefficiente K_2 0.5 $r_r = A_s / (B \times h_{c,eff})$ 0.026
 Coefficiente K_3 3.4 $a_E = E_s / E_{cm}$ 6.05
 Coefficiente K_4 0.425 $s_{rm} = K_3 \times r_r + K_1 \times K_2 \times K_4 \times \emptyset / r_r$ 265.00 mm
 ricoprimento armatura r 4 cm
 Coefficiente K_t 0.4
 Inter. fra le barre s 22.5 cm SPAZIATURA VERIFICATA

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.001	$e_{sm} = s_s / E_s - K_t \times f_{ctm} / r_r \times (1 + a_E) \times r_E / E_s$	0.000
$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.361 mm	$w_D = 1.7 \times e_{sm} \times s_{rm}$	0.005 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	

UTILIZZO DELLE TABELLE

COMBINAZIONE FREQUENTE		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio s_s	174.02 N/mm ²	Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
Diametro \emptyset	20.00 mm	Diametro \emptyset	20.00 mm
Inter. fra le barre s	22.5 cm	Inter. fra le barre s	22.5 cm
Diametro \emptyset_{max}	32 mm	Diametro \emptyset_{max}	32 mm
VERIFICATO		VERIFICATO	
Inter. fra le barre s_{max}	30 cm	Inter. fra le barre s_{max}	30 cm
VERIFICATO		VERIFICATO	



VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO			
COMBINAZIONE RARA		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²	Tensione acciaio $s_{s,LIM}=0.8f_{yk}$	360.00 N/mm ²
Tensione cemento $s_{c,LIM}=0.6f_{ck}$	21.00 N/mm ²	Tensione cemento	15.75 N/mm ²
Tensione cemento s_c	8.32 N/mm ²	$s_{c,LIM}=0.45f_{ck}$	
VERIFICATO		Tensione cemento s_c	0.41 N/mm ²
Tensione acciaio s_s	225.86 N/mm ²	VERIFICATO	
VERIFICATO		Tensione acciaio s_s	11.11 N/mm ²
		VERIFICATO	



19.CARICHI AGLI APPOGGI

I dispositivi di appoggio che si utilizzano sono isolatori elastomerici. Tutti gli isolatori sono caratterizzati da un'analogia rigidezza alla traslazione.

Si riportano le massime reazioni agli appoggi:

COMBINAZIONE NON SISMICA (SLU)			
CARICHI			
Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	
50	70	min	850
		max	1750
COMBINAZIONE SISMICA (SLD)			
CARICHI			
Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	
250	300	min	600
		max	1200