



# Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona – Ventimiglia (confine francese)

## NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD  
Progr. Km 47+545

### PROGETTO DEFINITIVO

#### OPERE D'ARTE MAGGIORI

##### PONTE BOSSARINO 1

Relazione tecnica e di calcolo

<b>PROGETTISTA</b>	<b>RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE</b>	<b>IMPRESA</b>	<b>COMMITTENTE</b>
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							GENNAIO 2020	-
							N. Progr.	
C	Marzo 2021	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI C.S.LL.PP. PARERE N°58/2020 - ADUNANZA DEL 19/11/2020	SINA	DT/OC	DT	DT		
B	Febbraio 2020	REVISIONE INTERNA	SINA	DT/OC	DT	DT		
A	Gennaio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

#### CODIFICA

PROGETTO    LIV    TRONCO    DOCUMENTO    REV  
P280    D    A10    OMG RC    001    C

#### WBS

A10IBT0001

#### CUP

I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

VISTO DELLA COMMITTENTE

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	5
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	5
1.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	8
1.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	8
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	10
3.	MATERIALI.....	11
3.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	11
3.2	BULLONI AD ALTA RESISTENZA .....	11
3.3	PIOLI DI CONNESSIONE .....	11
3.4	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A. ...	11
3.5	CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	12
4.	ANALISI DEI CARICHI DALL'IMPALCATO .....	13
4.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA .....	13
4.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	13
4.3	CARICHI PERMANENTI .....	13
4.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ ).....	14
4.5	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	16
4.5.1	DISPOSIZIONI TRASVERSALI .....	16
4.5.2	DISPOSIZIONI LONGITUDINALI .....	18
4.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE .....	18
4.7	AZIONE CENTRIFUGA.....	19
4.8	AZIONE DEL VENTO.....	19
4.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO .....	20
4.9	VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ ) .....	22
4.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ( $\Delta_{TN}$ ).....	22
4.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI ( $\Delta_{TM}$ ) .....	22
4.10	AZIONI SISMICHE .....	22
4.10.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE .....	24
4.10.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE .....	24
5.	VERIFICA LOCALE DELLA SOLETTA.....	26
5.1	PREDALLES DI SOLETTA IN PRIMA FASE – TRALICCIO D'ARMATURA TIPICO .....	26
5.1.1	PREDALLES ESTERNE CON SBALZO LATERALE .....	27
5.1.1.1	VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO.....	28
5.1.1.2	VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO.....	28
5.1.2	PREDALLES CENTRALI .....	29

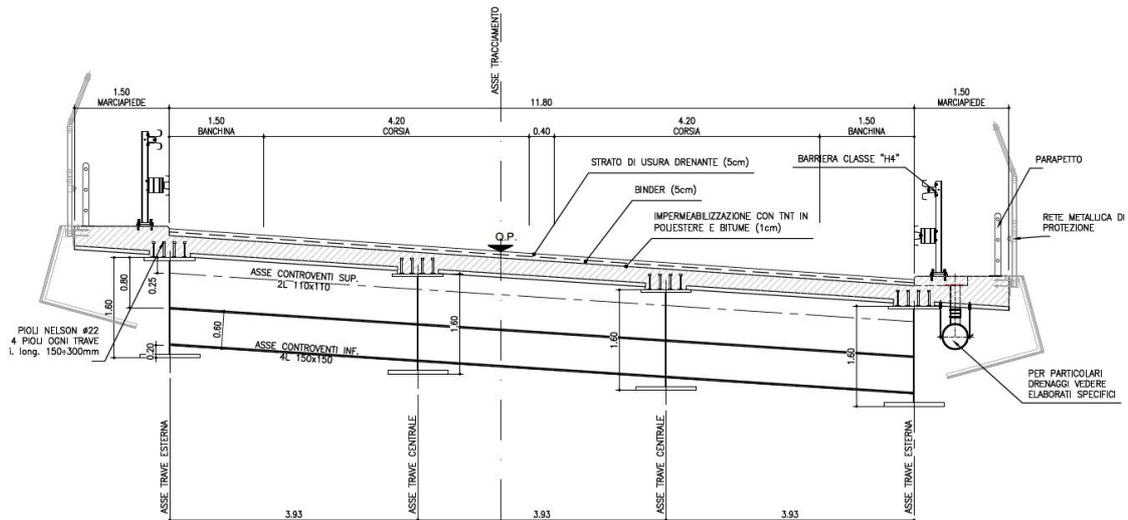
5.1.2.1	VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE IN CAMPATA.....	29
5.2	ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA .....	30
5.2.1	ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	31
5.2.1.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	31
5.2.1.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI .....	31
5.2.1.3	CARICO ACCIDENTALE SULLA PASSERELLA DI SERVIZIO.....	31
5.2.1.4	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	32
5.2.1.5	URTO DI VEICOLO IN SVIO.....	34
5.3	VERIFICA DELLO SBALZO .....	35
5.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU .....	35
5.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO.....	36
5.3.3	VERIFICA DI RESISTENZA A TENSO-FLESSIONE AGLI SLU.....	37
5.3.4	VERIFICA DELLE TENSIONI PER FLESSIONE AGLI SLE .....	39
5.4	ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON MODELLO BI- DIMENSIONALE .....	40
5.4.1	PESO PROPRIO SOLETTA.....	40
5.4.2	CARICHI PERMANENTI.....	40
5.4.3	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	41
5.4.3.1	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1 .....	41
5.4.3.2	CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2 .....	43
5.4.4	VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA .....	44
5.5	SINTESI TABULARE.....	45
5.6	VERIFICHE .....	46
5.6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU.....	46
5.6.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU.....	49
5.6.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE.....	50
5.6.4	VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE.....	52
6.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO.....	54
6.1	DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE .....	54
6.1.1	COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE .....	55
6.1.2	ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI .....	56
6.1.3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI .....	57
7.	ANALISI GLOBALE DI IMPALCATO .....	60
7.1	MODELLAZIONE A ELEMENTI FINITI.....	60
7.2	DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE	62
7.3	SINTESI TABULARE DELLE SOLLECITAZIONI.....	75
7.3.1	TRAVE PRINCIPALE DI BORDO LATO ESTERNO CURVA .....	76
7.3.2	TRAVE PRINCIPALE INTERMEDIA LATO ESTERNO CURVA .....	77
7.3.3	TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO.....	78
7.3.4	TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI.....	80
8.	VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO .....	82
8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE NELLE TRAVI PRINCIPALI	82

8.1.1	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3	83
8.1.2	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3	87
8.1.3	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2	88
8.1.4	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2	90
8.1.5	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1	91
8.1.6	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3	94
8.1.7	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3	95
8.1.8	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2	96
8.1.9	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2	98
8.1.10	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1	99
8.2	VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE TRAVI PRINCIPALI	101
8.2.1	TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1	101
8.2.2	TRAVE INTERNA: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1	102
8.3	TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA	103
8.3.1	TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 5D – 5D	103
8.3.2	TRAVERSI DI ESTREMITÀ: SEZIONE 3D – 3D	104
8.4	VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA	105
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE D – D IN ASSE APPOGGIO SU SPALLA	105
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE B – B IN ASSE GIUNTO	106
8.4.1	VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE A – A DI MEZZERIA	107
8.5	VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI	108
8.6	CONTROLLI DI DEFORMABILITÀ	110
8.7	CARATTERISTICHE DINAMICHE DELL'IMPALCATO E SPETTRI DI PROGETTO PER LE ANALISI SISMICHE	111
8.7.1	CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI	111
8.7.2	SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO	113
9.	APPOGGI E GIUNTI	115
9.1	APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI	115
9.1.1	SINTESI TABELLARE DELLE AZIONI SUGLI APPOGGI	115
9.1.2	CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	119
9.2	GIUNTI DI DILATAZIONE	120
10.	GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI	121

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell’ambito del Progetto Definitivo del “Nuovo Svincolo Autostradale” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Nella presente relazione sono descritte le principali tematiche (carichi, strategie di progetto, ecc.), le verifiche e le opere previste per la realizzazione del “Ponte Bossarino 1”, posto lungo il tratto bidirezionale del ramo di svincolo Genova-Casello, necessario per l’attraversamento dell’incisione valliva del rio Termini.



### 1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

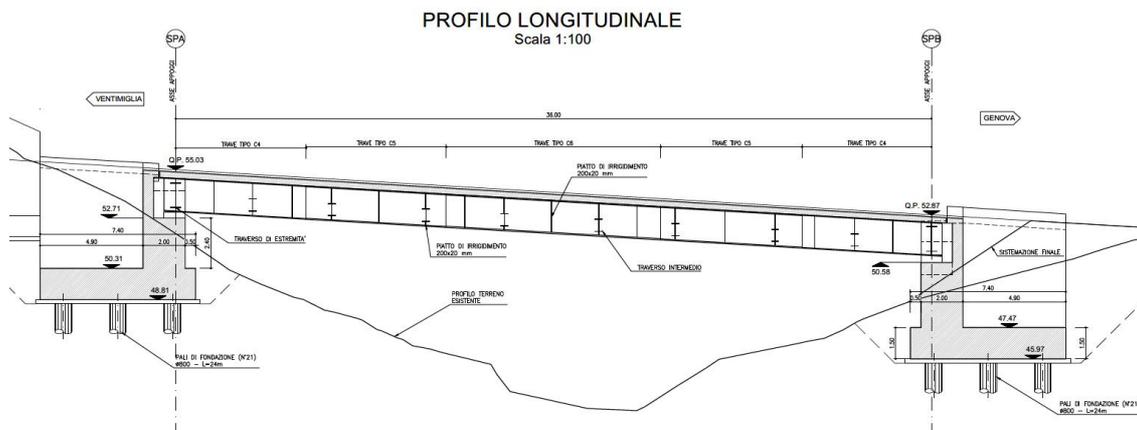
Trattasi di un ponte a una campata della lunghezza di 36.00 m con impalcato realizzato mediante una sezione trasversale di tipo "mista" acciaio-calcestruzzo.

Gli appoggi sono posizionati rispettivamente alle progressive 310.27 m (Spalla lato Genova) e 346.27 m (Spalla lato Vado).

L’impalcato è composto da 4 travi metalliche a sezione aperta a doppio “T” asimmetrica accoppiate alla soletta superiore in c.a. collaborante dello spessore di 26 cm, gettata su lastre cassero in c.a. prefabbricate di spessore 6 cm.

La larghezza trasversale in progetto è pari a 14.80 m, di cui 11.80 m di carreggiata utile e due camminamenti laterali di servizio protetti, dal lato della carreggiata, da barriere stradali di sicurezza e barriere anti-proiezione. Nei suddetti camminamenti laterali saranno collocate idonee predisposizioni per l’alloggiamento dei sottoservizi.

L'accoppiamento trave-soletta in c.a. è assicurato da connessioni meccaniche a piolo tipo Nelson saldati all'ala superiore delle travi.



Il tracciamento planimetrico dell'asse stradale nel tratto interessato dal ponte si sviluppa lungo un arco circolare di raggio pari a 50.00 m misurato sull'asse impalcato. Trasversalmente la sede stradale presenta una pendenza pari 6.54% per tutta l'estensione interessata dal ponte in oggetto.

Altimetricamente la livelletta di progetto presenta una pendenza longitudinale pari a 6.00% in discesa in direzione Vado Ligure. Le quote di progetto della sede stradale risultano essere pari a 56.24 m slm (spalla lato Genova) e 54.08 m slm (Spalla lato Vado Ligure) per un dislivello totale pari a 2.16 m.

Le travi metalliche a sezione aperta sono costituite da successioni di conci prefabbricati in officina in composizione saldata di lamiere metalliche a spessori variabili e specifici per le differenti zone di sollecitazione e assemblati in cantiere per mezzi di giunti a competo ripristino della continuità della sezione resistente.

Per realizzare il tracciato in curva l'andamento dei conci è previsto secondo una linea spezzata evitando lavorazioni di calandratura alle lamiere metalliche. Per rispettare la pendenza trasversale dell'impalcato si prevede di impostare le singole travi su baggioli a spessore differente (a scaletta) e analogamente le predalle tralicciate tra le travi saranno impostate su elementi di spessoramento di compensazione dei dislivelli tra piattabande adiacenti.

Le travi metalliche sono trasversalmente collegate, oltre alla soletta superiore, mediante traversi a parete piena con passo compreso tra 4.00 m e 5.00 m in funzione della lunghezza dei singoli conci. Inferiormente si prevede di inserire delle diagonali di controvento in profili angolari atti a realizzare una sezione torsio-rigida equivalente a quella di una trave a cassone chiusa.

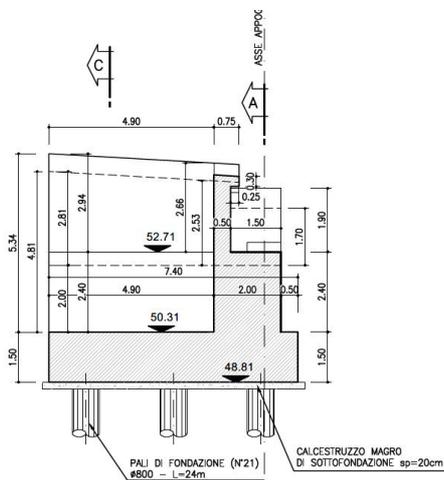
I diaframmi di appoggio a tutt'altezza sono flessionalmente rigidi al fine di raccogliere e riportare alle strutture di spalla le reazioni di appoggio e consentire il sollevamento dell'impalcato durante le operazioni di manutenzione.

Il graticcio metallico è infine provvisto di una controventatura superiore di piano che conferisce stabilità alle strutture durante la fase di getto della soletta, risultando poi disattivati a maturazione avvenuta.

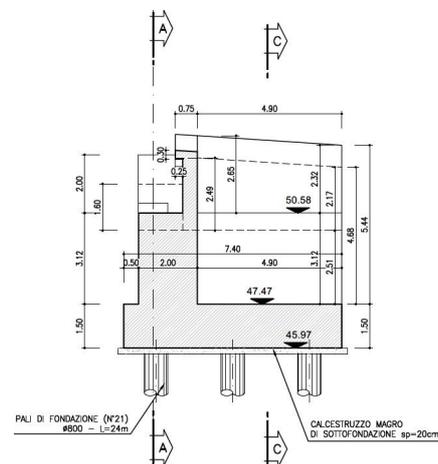
I collegamenti dei traversi sono realizzati tramite giunti bullonati ad attrito con doppio coprigiunto. I collegamenti tra gli elementi longitudinali dei conci di trave sono di tipo saldato a piena penetrazione.

Al fine di limitare le sollecitazioni alle strutture di spalla, si prevede di utilizzare apparecchi di appoggio isolatori sismici ad alto smorzamento del tipo HDRB (high damping rubber bearing).

Le spalle sono previste in c.a. gettate in opera, nelle figure seguenti si illustrano le dimensioni.



Spalla lato Ventimiglia



Spalla lato Genova

Per la realizzazione delle fondazioni si prevede il ricorso ad elementi di fondazione indiretta costituiti da pali di fondazione di grande diametro. Si rimanda agli elaborati grafici e alla relazione di calcolo delle strutture di fondazione per ulteriori dettagli.

## 1.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per le opere in progetto, si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

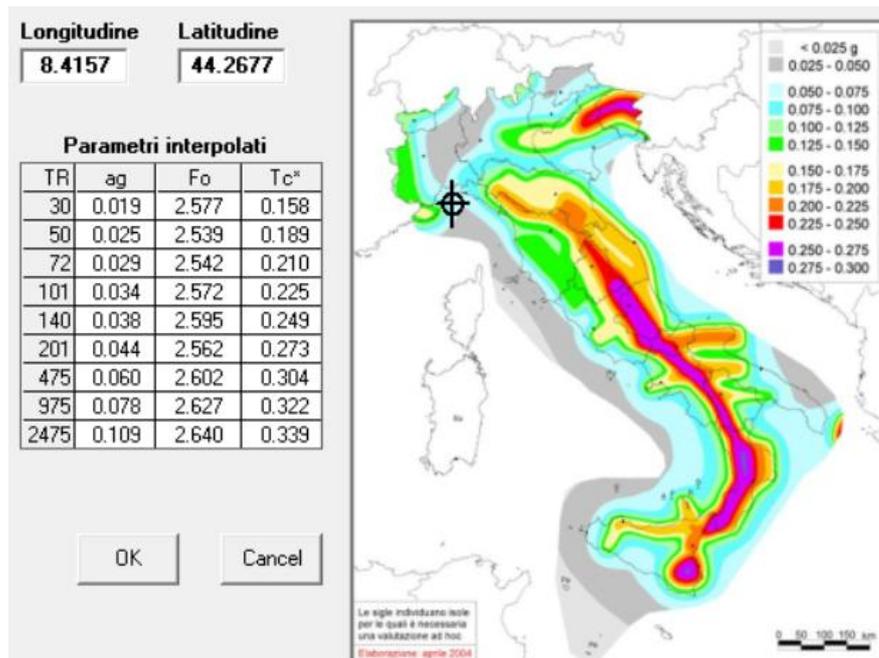
Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)  
 Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni  
 Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)  
 Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$   
 Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N C_u = 200$  anni

## 1.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai sensi di quanto indicato al § 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si è fatto riferimento alla caratterizzazione sismica propriamente riferita all'area in esame posta alle seguenti coordinate:

Comune: Vado Ligure (SV)  
 Zona Sismica 3B (ai sensi della D.G.R. n.1308 del 24/10/08 – Reg. Liguria)  
 latitudine: 44.2677  
 longitudine: 8.4157  
 elevazione: 50-60 m slm

I parametri caratteristici adottati per l'individuazione delle azioni sismiche sono i seguenti:



Sismicità del sito in esame

In relazione a quanto emerso nel corso delle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, si ritiene di classificare il terreno come appartenente alla **categoria "B"**:



"Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di **amplificazione stratigrafica "S<sub>s</sub>"** è posto pari a 1.2:

Per quanto riguarda il coefficiente di **Amplificazione Topografica**, può essere assunto cautelativamente quello per la categoria topografica **T2** (*pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$* ) pari a:

$$S_T = 1.20$$

## 2.NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- |      |                         |   |
|------|-------------------------|---|
| [1]  | Legge 05.11.1971 n.1086 | "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica" |
| [2]  | D.M. 17.01.2018         | "Norme Tecniche per le Costruzioni"   |
| [3]  | Circ. 21.01.2019 n.7    | Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018                         |
| [4]  | UNI EN 1991-1-5         | Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche  |
| [5]  | UNI EN 1991-2           | Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti   |
| [6]  | UNI EN 1992-1-1         | Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                     |
| [7]  | UNI EN 1993-1-1         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                          |
| [8]  | UNI EN 1993-1-5         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra                                     |
| [9]  | UNI EN 1993-1-8         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti                                    |
| [10] | UNI EN 1993-1-9         | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica  |
| [11] | UNI EN 1993-1-10        | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore      |
| [12] | UNI EN 1993-2           | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio  |
| [13] | UNI EN 1994-1-1         | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici       |
| [14] | UNI EN 1994-2           | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti             |
| [15] | CNR–UNI 10011-1997      | Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione                          |
| [16] | CNR–UNI 10016-2000      | Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni                                |

### 3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione degli impalcato per i ponti oggetto della presente Relazione.

#### 3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

- Elementi saldati in acciaio con  $sp. \leq 20$  mm: Acciaio tipo S355 J0
- Elementi saldati in acciaio con  $20 \text{ mm} < sp. \leq 40$  mm: Acciaio tipo S355 J2G3
- Elementi saldati in acciaio con  $sp. > 40$  mm: Acciaio tipo S355 K2G3
- Elementi in acciaio non saldati, profili laminati: Acciaio tipo S355 J0

Le caratteristiche meccaniche e chimiche degli acciai dovranno essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 10025.

Principali caratteristiche meccaniche:

- modulo elastico normale:  $E_{na} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico tangenziale:  $E_{ga} = 80.770 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura ( $sp. \leq 40$  mm):  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ( $sp. \leq 40$  mm):  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura ( $sp. > 40$  mm):  $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ( $sp. > 40$  mm):  $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 BULLONI AD ALTA RESISTENZA

I bulloni ad alta resistenza devono essere conformi secondo la seguente classificazione:  
Viti ad alta resistenza in classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1: 2001;

- tensione di snervamento viti cl. 10.9:  $f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura viti cl. 10.9:  $f_{tb} = 1.000 \text{ N/mm}^2$

Dadi in classe 10 secondo UNI EN 20898-2: 1994;

- rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40, secondo UNI EN 10083-2: 2006
- piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32÷40, secondo UNI EN 10083-2: 2006

#### 3.3 PIOLI DI CONNESSIONE

Pioli connettori tipo Nelson in Acciaio S235J2 + C450 (ex ST 37– 3K)

- tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{pyk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
- allungamento  $\geq 15 \%$
- strizione  $\geq 50 \%$

#### 3.4 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

Acciaio per calcestruzzo armato, laminato a caldo, tipo B450 C

- valore nominale della tensione di snervamento:  $f_{y,nom} \Rightarrow 450 \text{ N/mm}^2$
- valore nominale della tensione di rottura:  $f_{t,nom} \Rightarrow 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq f_{y,nom}$
- tensione caratteristica di rottura:  $f_{t,k} \geq f_{t,nom}$
- allungamento:  $(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$

### 3.5 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

CIs per soletta in classe di resistenza C32/40:

- resistenza cubica caratteristica a compressione:  $R_{ck} \geq 40,0 \text{ N/mm}^2$
- resistenza cilindrica caratteristica a compressione:  $f_{ck} \geq 33,2 \text{ N/mm}^2$
- classe di consistenza S5
- classe di esposizione XF4
- diametro massimo degli inerti 20 mm (getto in opera)
- diametro massimo degli inerti 10 mm (lastre cassero predalles)
- copriferro nominale minimo: 55 mm
- rapporto acqua/cemento  $< 0,5$
- contenuto minimo di cemento:  $300 \text{ kg/m}^3$

## 4. ANALISI DEI CARICHI DALL'IMPALCATO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio strutturale di impalcato;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione stradale, barriere, parapetti ecc.);
- azioni variabili da traffico sulla sede stradale già comprensivi del coefficiente di incremento dinamico;
- azioni longitudinali di avviamento/frenamento;
- azioni trasversali centrifughe;
- azioni del vento;
- azioni sismiche.

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

### 4.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

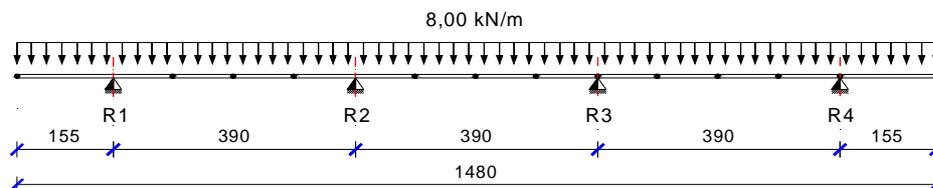
Per il calcolo del peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato considerato il peso di volume dell'acciaio pari a  $\gamma_{fe} = 78,5 \text{ kN/m}^3$  incrementato del 25% per tenere conto degli irrigidimenti, dei giunti saldati, dei pioli di connessione, ecc.

### 4.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta e delle lastre predalle risulta pari a:

- soletta (sp. 26+6):  $0,32 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 8,00 \text{ kN/m}^2$

Lo schema di calcolo delle azioni sulle travi principali longitudinali per il peso della soletta sull'unità di lunghezza del ponte è:



La distribuzione del carico lungo le travi è stata effettuata per larghezze di influenza, ricavando le reazioni al carico distribuito:

$$R1 = R4 = 28,00 \text{ kN/m} \quad (\text{travi esterne})$$

$$R2 = R3 = 31,20 \text{ kN/m} \quad (\text{travi interne})$$

### 4.3 CARICHI PERMANENTI

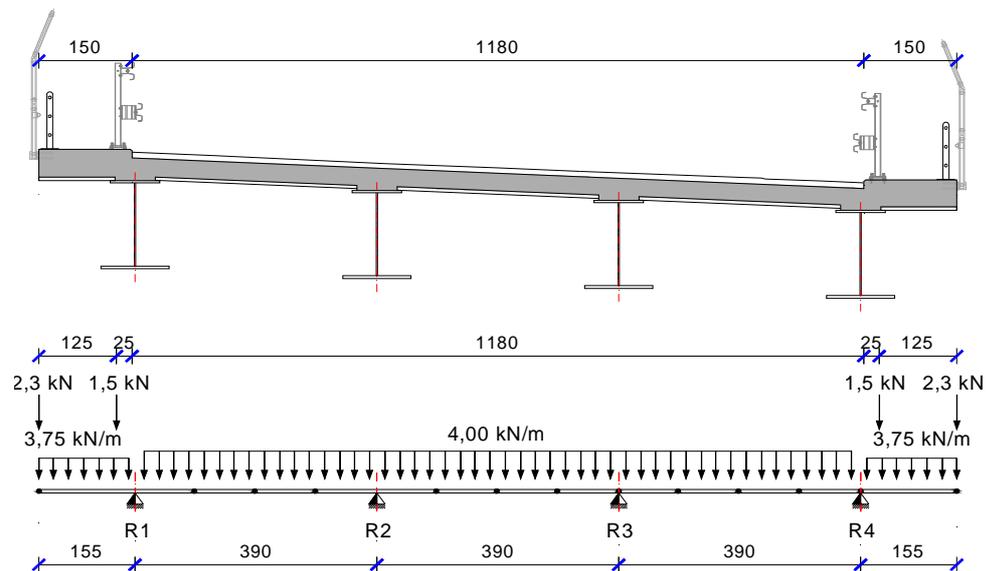
I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Vele di bordo (sp. 8 cm):  $= 2 \times 0,80 \text{ kN/m}$

- Marciapiedi (sp. 15 cm): 0,15 m x 25,0 kN/m<sup>3</sup>= 3,75 kN/m<sup>2</sup>
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 1,50 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm (\*): = 4,00 kN/m<sup>2</sup>

(\*) si considera in modo forfaitario un carico di pavimentazione maggiorato per tenere conto di possibili ricarichi manutentivi dell’asfalto stradale.

Lo schema di calcolo delle azioni sulle travi principali longitudinali per il sovraccarico permanente sull’unità di lunghezza del ponte è:



La distribuzione del carico lungo le travi è stata effettuata mediante analisi bidimensionale di trave in continuità su appoggi puntuali nelle posizioni geometriche delle strutture metalliche, ricavando le reazioni al carico distribuito:

$$R1 = R4 = 18,49 \text{ kN/m} \quad (\text{travi esterne})$$

$$R2 = R3 = 14,54 \text{ kN/m} \quad (\text{travi interne})$$

#### 4.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ( $\epsilon_2$ )

Gli effetti della viscosità, associati alle azioni di lunga durata (carichi permanenti portati non strutturali ed effetti del ritiro) sono valutati con il metodo algebrizzato AAEM (Age Adjusted Effective Modulus) semplificato mediante l’adozione di moduli elastici del calcestruzzo corretti come segue:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(\infty, t_0)}$$

Dove:

$E_{c0} = 33.643 \text{ N/mm}^2$  è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo assunto per l’impalcato in progetto;

$\psi_L$  è un coefficiente correttivo che dipende dal tipo di azione (v. prospetto seguente).

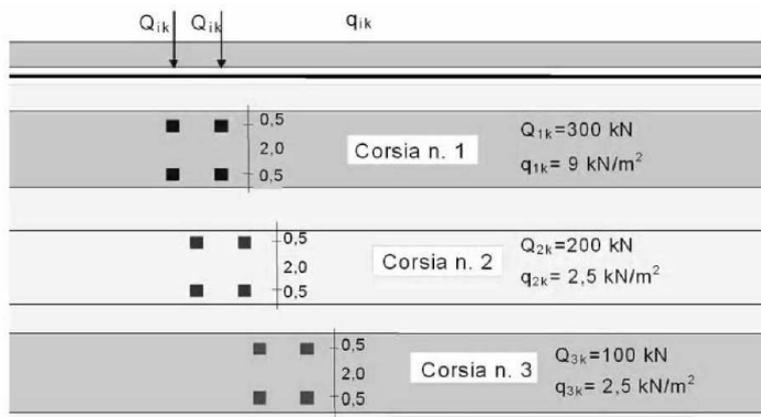
<b>Valori del coefficiente <math>\psi_L</math> suggeriti dall'EC4</b>	
Carichi permanenti dopo che la connessione travi-soletta sia divenuta efficace	$\psi_L = 1,10$
Effetti isostatici (primari) ed iperstatici (secondari) del ritiro	$\psi_L = 0,55$

Si riporta la valutazione degli effetti reologici per la parte gettata in opera.

$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} ; \phi_{\infty, t0}$			
- Tipo di calcestruzzo	<b>Rck =</b>	40 N/mm <sup>2</sup>	
- Classe del calcestruzzo (S, N o R):		<b>N</b>	
- per cementi di resistenza <b>CEM 32,5 N</b> -> Classe <b>S</b>			
- per cementi di resistenza <b>CEM 32,5 R, CEM 42,5 N</b> -> Classe <b>N</b>			
- per cementi di resistenza <b>CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R</b> -> Classe <b>R</b>			
- Area della sezione in c.a.	<b>A<sub>c</sub> =</b>	38480 cm <sup>2</sup>	
- Perimetro della sezione in c.a. esposto all'aria	<b>u =</b>	1532 cm	
- Dimensione fittizia (in mm) della sezione in c.a. pari al rapporto 2A <sub>c</sub> /u	<b>h<sub>0</sub> =</b>	502 mm	
- Umidità relativa	<b>RH =</b>	60 %	
- Età del cls nel momento considerato (espresso in giorni)	<b>t =</b>	25500 g	
- Età del cls a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni)	<b>t<sub>s</sub> =</b>	1 g	
- Valore di k <sub>h</sub>	<b>k<sub>h</sub> =</b>	0.700	
- Deformazione da ritiro per essiccamento	<b><math>\epsilon_{c0} =</math></b>	$0.418 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{cd0} =</math></b> $0.416 \times 10^{-3}$
- Def. da ritiro per essiccamento a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{cd, \infty} =</math></b>	$0.293 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{cd(t)} =</math></b> $0.286 \times 10^{-3}$
- Def. per ritiro autogeno a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{ca, \infty} =</math></b>	$0.058 \times 10^{-3}$	<b><math>\epsilon_{ca, t} =</math></b> $0.058 \times 10^{-3}$
- Def. finale per ritiro a tempo infinito e a tempo t	<b><math>\epsilon_{cs, \infty} =</math></b>	<b><math>0.351 \times 10^{-3}</math></b>	<b><math>\epsilon_{cs(t)} =</math></b> <b><math>0.344 \times 10^{-3}</math></b>
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti del ritiro	<b>t<sub>0, rit</sub> =</b>	1 g	<b>n<sub>rit</sub> =</b> <b>17.83</b>
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni da ritiro	<b><math>\phi_{\infty, rit} =</math></b>	<b>3.413</b>	<b><math>\phi_{t, rit} =</math></b> <b>3.376</b>
- Giorno di riferimento dell'applicazione del carico per la valutazione degli effetti dei carichi permanenti	<b>t<sub>0, perm</sub> =</b>	28 g	<b>n<sub>perm</sub> =</b> <b>18.70</b>
- Viscosità a tempo infinito e a tempo t per le azioni perm.	<b><math>\phi_{\infty, perm} =</math></b>	<b>1.834</b>	<b><math>\phi_{t, perm} =</math></b> <b>1.814</b>
- Modulo elastico normale istantaneo	<b>E<sub>c0</sub> =</b>	33643 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	<b>G<sub>c0</sub> =</b>	14018 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo t <sub>0, perm</sub>	<b>E<sub>c, perm</sub> =</b>	11232 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t <sub>0, perm</sub>	<b>G<sub>c, perm</sub> =</b>	<b>4680 N/mm<sup>2</sup></b>	
- Modulo elastico normale a tempo t <sub>0, rit</sub>	<b>E<sub>c, rit</sub> =</b>	11777 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico tangenziale a tempo t <sub>0, rit</sub>	<b>G<sub>c, rit</sub> =</b>	<b>4907 N/mm<sup>2</sup></b>	

#### 4.5 CARICHI MOBILI VARIABILI

Per i carichi variabili da traffico si farà riferimento allo **Schema di carico 1** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{i,k}$ ) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie ( $q_{i,k}$ ).



I carichi concentrati sugli assi in tandem ed i carichi uniformemente distribuiti dello **Schema di Carico 1**, comprensivi degli effetti dinamici, vanno differenziati per le diverse corsie convenzionali (larghezza corsia convenzionale 3,00 m) come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse ( $Q_{i,k}$ )	Carico uniforme ( $q_{i,k}$ )
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m <sup>2</sup>
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Corsia n. 3	100 kN (50 kN/impronta)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m <sup>2</sup>

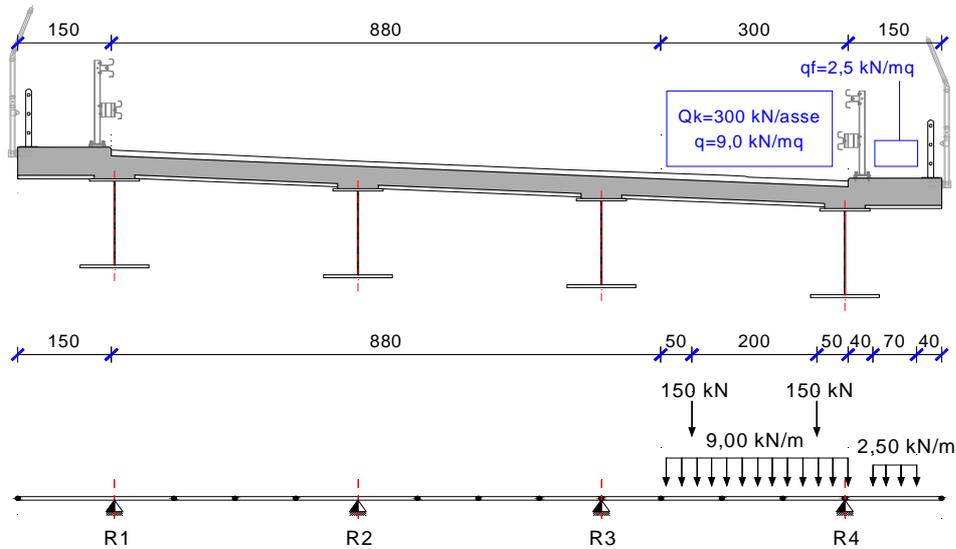
Le disposizioni trasversali dei carichi mobili sono assunte in modo da massimizzare gli effetti sulle strutture. Si riportano negli schemi grafici successivi le disposizioni trasversali e conseguentemente longitudinali che massimizzano gli effetti flettenti e taglianti sulla struttura di impalcato.

Sulla superficie dei camminamenti laterali, pur non essendo questi marciapiedi ad uso pubblico, ma solo percorsi per personale tecnico di servizio, si considera comunque un sovraccarico centrato  $q_{5,k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$  per una larghezza di 0.70 m.

##### 4.5.1 DISPOSIZIONI TRASVERSALI

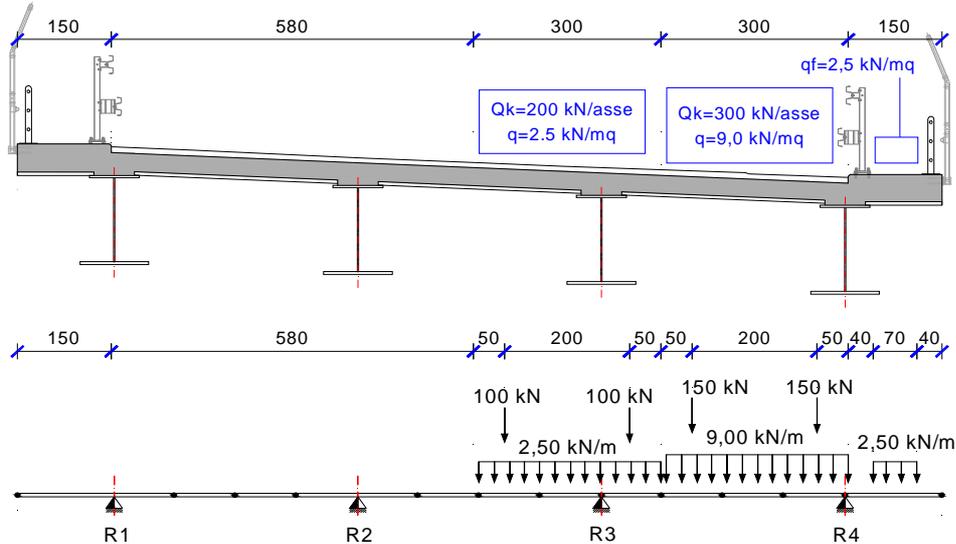
Si prendono in considerazione le seguenti disposizioni trasversali dei carichi mobili che massimizzano gli effetti di sollecitazione sulle travi principali longitudinali, per effetto del massimo carico e della massima eccentricità rispetto l'asse di simmetria dell'impalcato.

**Disposizione A – Carico massimo eccentrico**



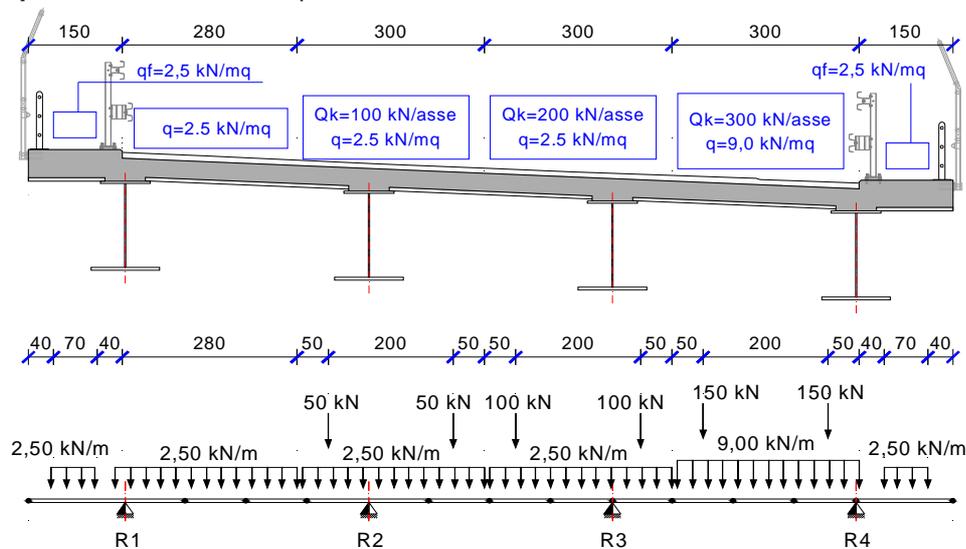
	R1	R2	R3	R4
Tandem (kN)	4,88	-29,46	155,80	168,77
Distribuito (kN/m)	0,45	-2,71	13,75	17,26

**Disposizione B – Carico a due corsie eccentrico**



	R1	R2	R3	R4
Tandem (kN)	-0,21	7,38	325,63	167,21
Distribuito (kN/m)	0,27	-1,42	20,29	17,12

**Disposizione C – Ponte a pieno carico eccentrico**



	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>R4</b>
Tandem (kN)	0,77	94,46	339,53	165,23
Distribuito (kN/m)	6,55	8,24	20,63	17,08

Per la proprietà di simmetria dell’impalcato i valori di reazione illustrati precedentemente possono essere utilizzati anche con riferimento a disposizione simmetricamente ribaltate, caricando maggiormente il lato esterno curva dell’impalcato. Si precisa che le disposizioni trasversali qui illustrate sono state utilizzate anche per definire le massime sollecitazioni nei traversi di accoppiamento. Per valutazioni più dettagliate dello stato di sollecitazione dei traversi di accoppiamento si rimanda alla progettazione esecutiva.

**4.5.2DISPOSIZIONI LONGITUDINALI**

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzeria o in corrispondenza delle sezioni di giunto tra i conci e i massimi tagli di bordo delle travi o in corrispondenza delle sezioni di giunto e le massime sollecitazione nei traversi di accoppiamento (sollecitati da carichi con componenti di torsione sull’impalcato) e massimi scarichi agli appoggi.

**4.6AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE**

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k})+0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso specifico, essendo la lunghezza della campata pari a 36 m, la forza di frenamento vale:  $q_3 = 457.20 \text{ kN}$ .

Tale azione sarà applicata su ciascuna trave longitudinale come azione distribuita linearmente secondo l’asse di sviluppo dell’impalcato, seguendo la curvatura in progetto.

#### 4.7 AZIONE CENTRIFUGA

Il ponte in oggetto presenta andamento planimetrico circolare con raggio 50.0 m.

L’azione centrifuga è pertanto pari a (cfr. tab. 5.1.III):

$$Q_4 = 0.2 Q_v$$

essendo  $Q_v$  il carico complessivo dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 presenti sul ponte.

Essendo presenti tre corsie convenzionali il carico totale agli assi tandem è pari a (cfr. tabella 5.1.II):

$$Q_v = 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} + 2 \cdot 100 \text{ kN} = 1200 \text{ kN}$$

e quindi:

$$Q_4 = 0.2 \times 1200 = 240 \text{ kN}$$

#### 4.8 AZIONE DEL VENTO

La pressione statica equivalente al vento sulle strutture d’impalcato è valutata in base all’espressione seguente:

$$p_v = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b(TR)}^2$  è la pressione cinetica di riferimento, funzione della velocità di riferimento del vento e della densità dell’aria;
- $\rho$  è la densità dell’aria assunta costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;
- $v_{b(TR)} = \alpha_R \times v_b$  è la velocità di riferimento del vento riferita ad un generico periodo di ritorno e funzione di  $v_b$  e del parametro correttivo  $\alpha_R$ ;
- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione che dipende dall’altezza sul suolo e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Ciò premesso, si evidenziano i parametri che definiscono l’azione del vento sulla struttura in esame:

- Zona 7 (Liguria);
- Velocità di riferimento del vento:  $v_{b0} = 28 \text{ m/s}$  (101 km/hr);
- Classe di rugosità del terreno D – Aree prive di ostacoli.

- pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot (1,125 \cdot 28)^2 = 620 \frac{N}{m^2} = 0,620 \frac{kN}{m^2}$$

### **Coefficiente di esposizione**

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno circostante il coefficiente di esposizione è dato dalla formula seguente:

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

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

ove  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della particolare categoria di esposizione che, in mancanza di analisi specifiche, può essere assegnata in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno. Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
 Categoria III in zona 7

Categoria di esposizione III	k <sub>r</sub> = 0,20;	z <sub>0</sub> = 0,10 m; z <sub>min</sub> = 5,00 m
------------------------------	------------------------	--

Si passa a valutare il coefficiente di esposizione  $c_e$  alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

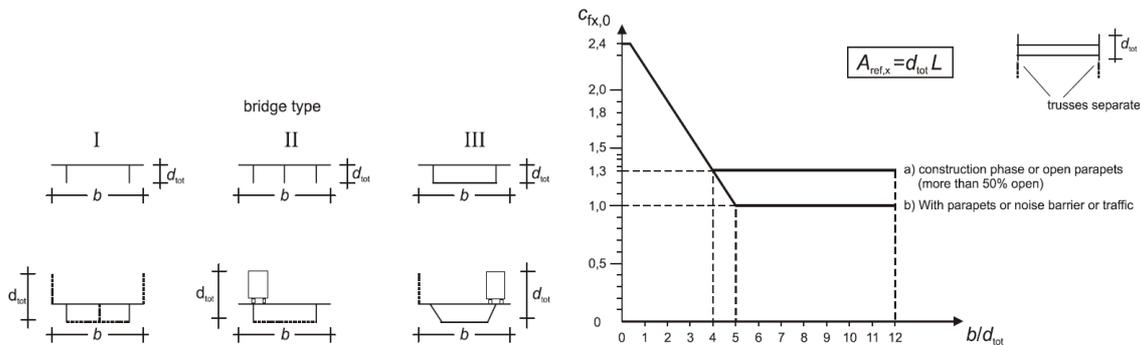
$$c_{e1} = c_e(z = 13,00 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right)\right] = 2,311$$

Nel dimensionamento delle strutture di impalcato, si precisa che l'azione del vento sarà applicata con riferimento all'altezza pari a 1,60 + 0,30 + 0,15 m e considerando la larghezza totale di impalcato pari a 14,80 m.

#### **4.8.1 VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO**

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito al § 8.3.1 dall'Eurocodice 1 Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento (UNI

EN 1991-1-4) e qui di seguito riportato, che mette in relazione l'altezza e la larghezza dell'impalcato investito dall'azione cinetica del vento.



Schema di variabilità del coefficiente di forma per impalcato da ponte

L'altezza di impalcato è determinata prendendo in considerazione i seguenti contributi:

- |   |        |
|---|--------|
| 1. Altezza impalcato                                    | 1,95 m |
| 2. Altezza pavimentazione cumulata alla pendenza trasv. | 0,95 m |
| 3. Altezza cordolo laterale sopra pavimento             | 0,15 m |
| 4. Altezza barriera di protezione                       | 4,00 m |
| 5. Altezza convenzionale della colonna di carico        | 3,00 m |

**Vento a ponte scarico**

$d = 14,80 \text{ m}$      $h_{tot} = 1+3+4 = 6,10 \text{ m}$      $d/h_{tot} = 2,426$      $c_p = 1,78$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 2,311 \times 1,78 = 2,55 \frac{kN}{m^2}$$

- azione orizzontale per unità di lunghezza

$$h_v = 2,55 \frac{kN}{m^2} \times 6,10 \text{ m} = 15,6 \frac{kN}{m}$$

- momento torcente per unità di lunghezza

$$m_{t_v} = 15,6 \frac{kN}{m} \times \left( \frac{6,1}{2} - 1,24 \right) m \approx 28,25 \frac{kNm}{m}$$

**Vento a ponte carico**

$d = 14,80 \text{ m}$      $h_{tot} = 1+2+5 = 5,90 \text{ m}$      $d/h_{tot} = 2,51$      $c_p = 1,75$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 2,311 \times 1,75 = 2,51 \frac{kN}{m^2}$$

- azione orizzontale per unità di lunghezza

$$h_v = 2,51 \frac{kN}{m^2} \times 5,90 \text{ m} = 14,81 \frac{kN}{m}$$

- momento torcente per unità di lunghezza

$$m_{t_v} = 14,81 \frac{kN}{m} \times \left( \frac{5,9}{2} - 1,24 \right) m \approx 23,35 \frac{kNm}{m}$$

Per la proprietà di rigidità torsionale dell’impalcato equivalente ad una sezione torsio-rigida a cassone chiusa, il momento trasversale dovuto al vento sarà introdotto come carico verticale distribuito uniformemente su ciascuna trave con ripartizione rigida alla Courbon, proporzionale alla distanza dal baricentro di impalcato.

Pertanto sulle travi si considereranno i seguenti carichi verticali aggiuntivi:

$$T1-T4 = 28,25 \text{ kNm/m} / 13 \text{ m} = 2,17 \text{ kN/m}$$

$$T2-T3 = 28,25 \text{ kNm/m} / 39 = 0,73 \text{ kN/m}$$

#### 4.9 VARIAZIONI TERMICHE ( $\epsilon_3$ )

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC18, cap. 3.5, unitamente all’annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l’approccio di calcolo.

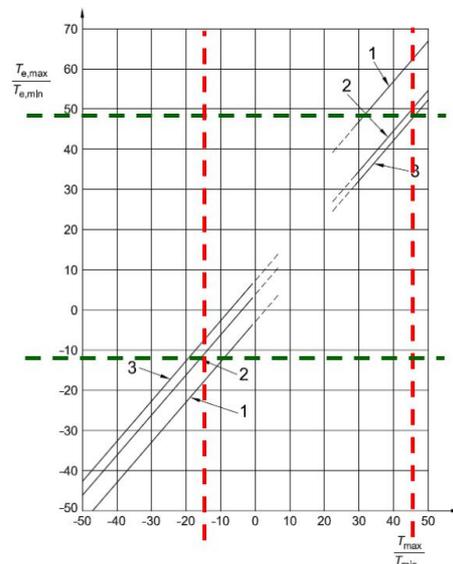
##### 4.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ( $\Delta T_N$ )

Per l’Italia, il “range” di temperatura dell’aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):

- $T_{\min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{\max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

- $T_{e,\min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{e,\max} = +49.3 \text{ }^\circ\text{C}$



a cui corrisponde complessivamente un’escursione pari a:  $\Delta T_N = 60.3 \text{ }^\circ\text{C}$

##### 4.9.2 VARIAZIONI TERMICHE LINEARI ( $\Delta T_M$ )

La componente lineare della variazione termica sulla soletta di impalcato è valutata in accordo alla procedura semplificata di cui al prospetto 6.2a – § 6.1.4.2 dell’Eurocodice 1 (EN 1991–1–5): Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions tenendo conto di una variazione di temperatura uniforme sulla sola soletta in calcestruzzo pari alternativamente a  $\Delta T_s = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ .

#### 4.10 AZIONI SISMICHE

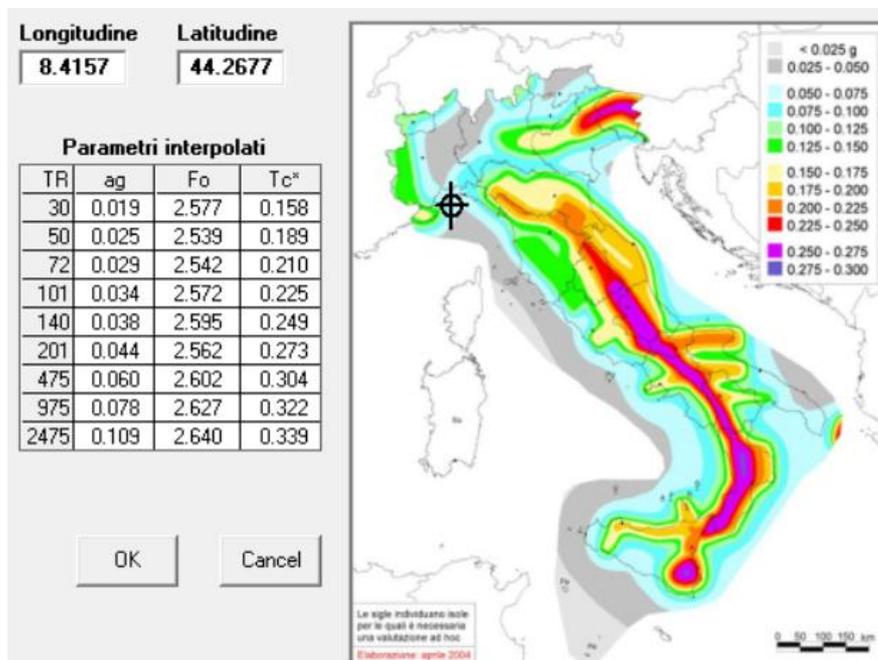
La valutazione dell’azione sismica sulle strutture è stata condotta in osservanza alle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Per quanto riguarda la vita nominale, le classi d'uso e il periodo di riferimento, secondo le definizioni di cui al § 2.4 del D.M. 17.01.2018:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)  
 Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni  
 Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)  
 Coefficiente d'uso:  $C_u = 2.0$   
 Periodo di riferimento per le azioni sismiche:  $V_R = V_N C_u = 200$  anni

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, si è assunta la categoria di sottosuolo B. Le caratteristiche della superficie topografica rientrano nella categoria T2.

I parametri caratteristici adottati per l'individuazione delle azioni sismiche sono i seguenti:



Sismicità del sito in esame

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 del D.M. 17.01.2018.

In sede di analisi e verifiche si è fatto riferimento al seguente stato limite ultimo:

**SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita.** Si considera una probabilità di superamento PVR dello SLU nella vita di riferimento pari al 10% che, unitamente al valore VR della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell'azione sismica (cfr. Allegato A del D.M. 14.01.2008):

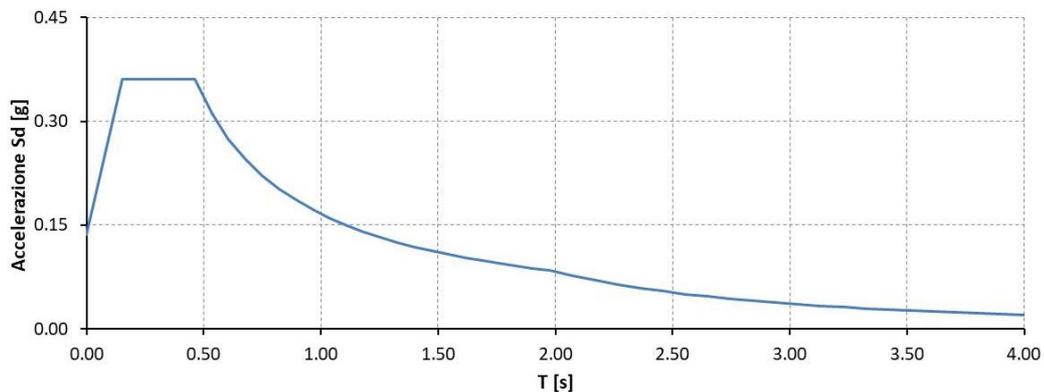
$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

L'analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

La verifica degli elementi portanti e costituenti le sottostrutture (spalle) è condotta introducendo un fattore di struttura “q” con valore unitario intendendo che tali elementi rimangano sostanzialmente in campo elastico durante un evento sismico.

#### 4.10.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale), per uno smorzamento viscoso convenzionale  $\xi = 5\%$  ( $\eta = 1$ ), così ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita è illustrato alla figura seguente:



Spettro elastico delle componenti orizzontali

Nel caso di **ponti con isolamento sismico**, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

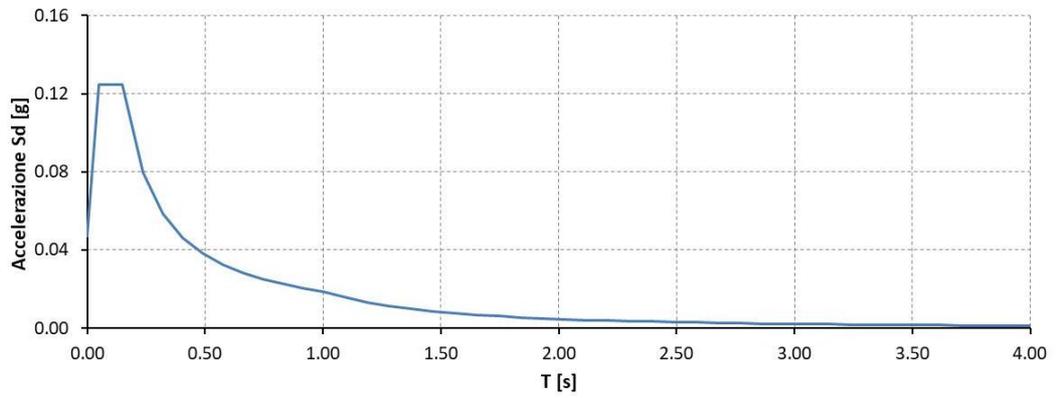
Poiché si prevede di adottare isolatori elastomerici a mescola dura e a elevato smorzamento ( $\xi_{esi} = 15\%$ ) il fattore  $\eta$  di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 15}} = 0,707$$

Per gli spettri utilizzati ai fini delle analisi dinamiche si rimanda ai capitoli successivi.

#### 4.10.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita, è illustrato alla figura seguente:



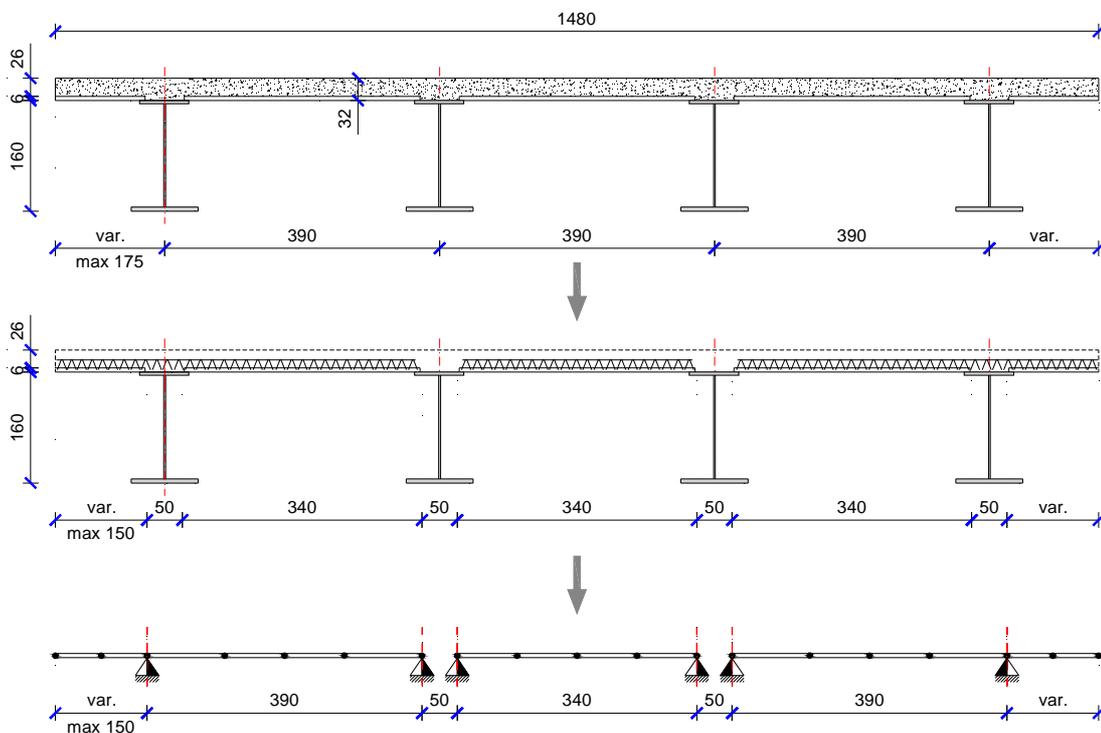
Spettro elastico della componente verticale

## 5.VERIFICA LOCALE DELLA SOLETTA

Si riportano le verifiche strutturali della soletta di impalcato con riferimento alla sezione trasversale tipica. L'analisi è finalizzata al controllo delle sollecitazioni indotte dai modelli di carico che schematizzano gli automezzi in transito. Preliminarmente alle analisi della soletta si sviluppano le verifiche relative alle lastre cassero tralicciate di fondo per il getto della soletta integrativa.

### 5.1 PREDALLES DI SOLETTA IN PRIMA FASE – TRALICCIO D'ARMATURA TIPICO

Si riportano le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità dei tralacci delle lastre cassero; si prevede di utilizzare lastre con geometria regolare aventi larghezza massima pari a 240 cm ed irrigidite da n. 4 tralacci disposti a interasse di 60 cm. Nelle parti terminali si utilizzeranno predalle a taglio irregolare e speciale con lato maggiore comunque inferiore a 240 cm. Trasversalmente si prevede di accostare n. 3 predalle di cui due esterne munite di sbalzi e poggianti sulle coppie di travi lato interno o lato esterno curva, ed una predalle più contenuta in appoggio nella zona centrale.



Schema di calcolo delle lastre predalles

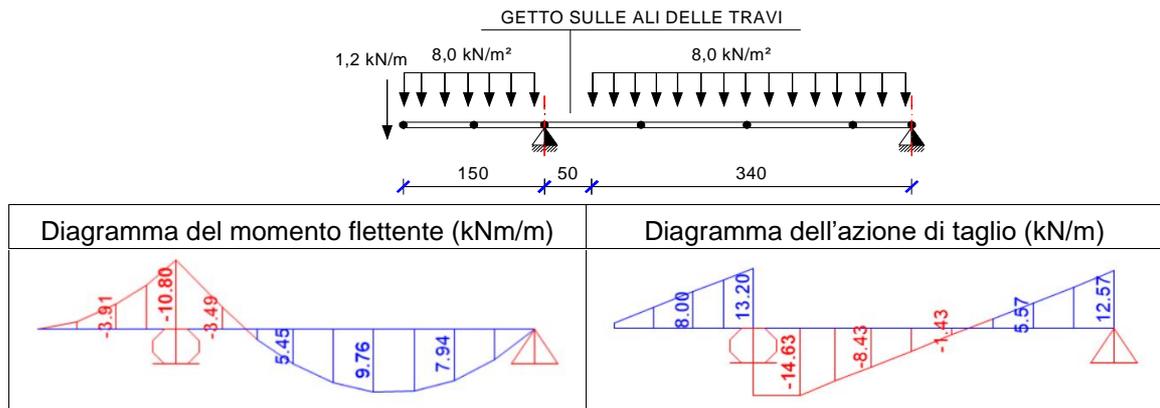
- peso predalle (sp. 6 cm) = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- peso getto cls in opera (sp. 26 cm) 0,26 m x 25,00 kN/m<sup>3</sup> = 6,50 kN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera = 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- peso veletta di bordo = 1,20 kN/m

Lo schema statico delle predalles esterne è di trave in continuità munita di sbalzo laterale, mentre lo schema statico delle predalles centrali è di trave in semplice appoggio. Il

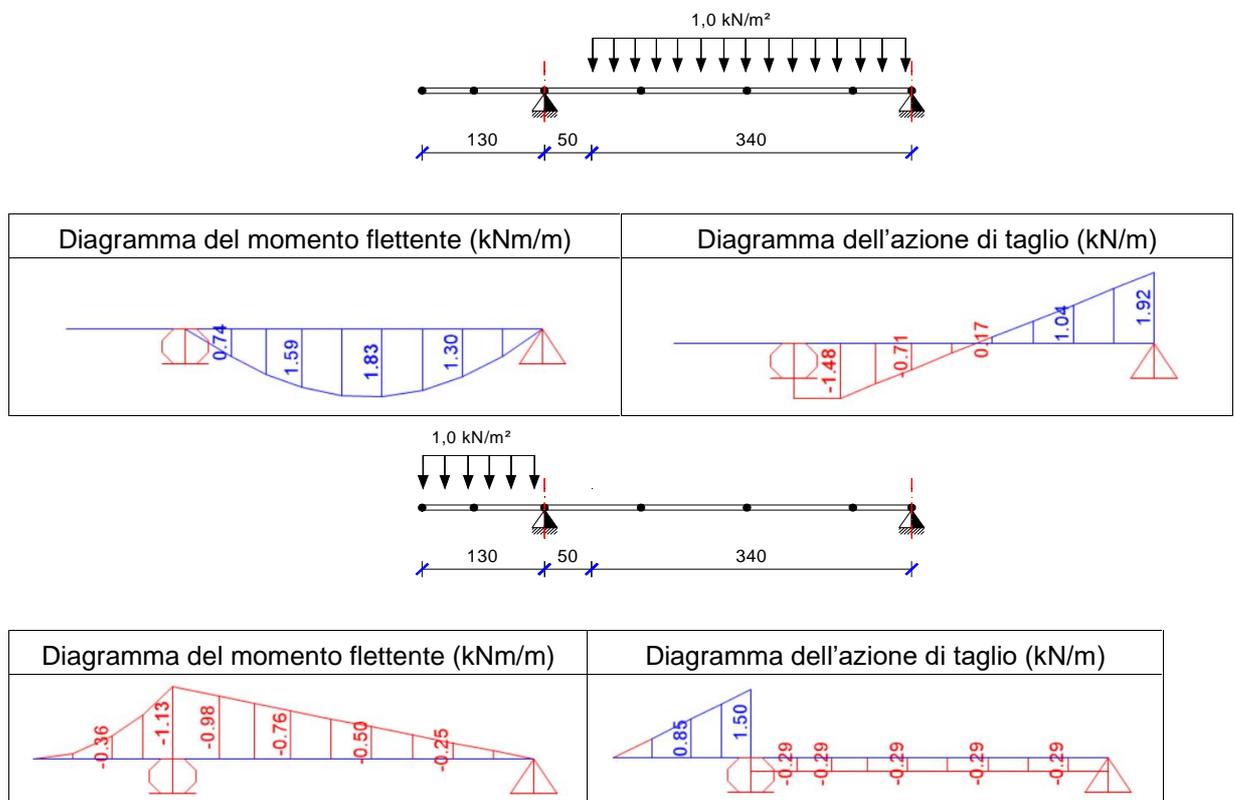
calcolo delle sollecitazioni sui tralicci viene condotto con riferimento ai differenti schemi statici summenzionati.

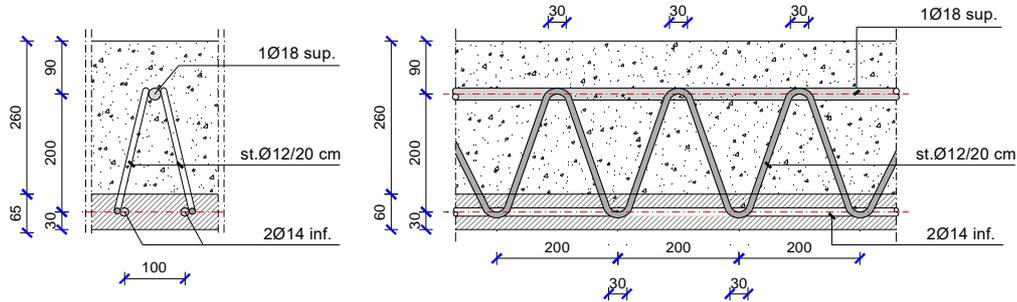
### 5.1.1 PREDALLES ESTERNE CON SBALZO LATERALE

a) Schema statico e di carico: p.p. predalles + getto in opera + veletta laterale



b) Schema statico e di carico: sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera





Traliccio d'armatura tipico

Inclinazione staffe rispetto alla verticale:  $\alpha = \arctg \frac{(10-3)}{20} = \arctg \frac{7,0}{20} = 19^{\circ},3$

### 5.1.1.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm)  $M_{Ed} = -0,60 \times [(1,50 \times 10,8) + (1,35 \times 1,1)] \cong -10,6 \text{ kNm}$

Armatura superiore traliccio 1  $\phi$  18 Verifica di resistenza

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{\text{traliccio}}} = \frac{10,6 \text{ kNm}}{0,20 \text{ m}} \approx 53 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 18} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 254 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 99,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{99,4 \text{ kN}}{53 \text{ kN}} = 1,88 > 1,0$$

Armatura inferiore traliccio 2  $\phi$  14 Verifica di stabilità

La verifica di stabilità del corrente compresso è eseguita con riferimento ad una lunghezza di inflessione equivalente al passo delle staffe pari a 20 cm.

lunghezza di libera inflessione del corr. compresso

$$l_0 = 200 \text{ mm}$$

raggio di inerzia del corrente compresso

$$i_{\phi 14} = \frac{14 \text{ mm}}{4} = 3,5 \text{ mm}$$

snellezza del corrente compresso

$$\lambda = \frac{200 \text{ mm}}{3,5 \text{ mm}} = 57,1$$

snellezza di proporzionalità

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 67,9$$

snellezza adimensionalizzata

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 0,841$$

fattore di imperfezione  $\alpha = 0,49$

$$\Phi = 1,011$$

coefficiente di rid. della resistenza per instabilità

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,636$$

$$N_{Rd} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} 2A_{\phi 14} = 0,636 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 306 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 76 \text{ kN} > N_{Ed}$$

### 5.1.1.2 VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SULLO SBALZO

Per ogni traliccio (passo 60 cm)  $V_{Ed} = 0,60 \times [(1,50 \times 14,6) + (1,35 \times 1,5)] \cong 14,4 \text{ kN}$

Azione di scorrimento su  $\Delta l = 20$  cm  $S_{Ed} = \frac{14,4kN}{20} \times 20 = 14,4 \text{ kN} / 20 \text{ cm}$

Staffe del traliccio n. 4 staffe  $\phi$  12

Azione assiale sulle staffe  $N_{Ed,st} = \frac{1}{2} \times \frac{S_{Ed}}{2 \sin \alpha} = \frac{14,4kN}{4 \cdot \sin 19^\circ 3} = 10,9 \text{ kN}$

Verifica di stabilità delle staffe

lungh. di inflessione del corr. compresso  $l_0 = \sqrt{100^2 + 200^2 + 50^2} = 229 \text{ mm}$

raggio di inerzia delle staffe  $i_{\phi 12} = \frac{12 \text{ mm}}{4} = 3,0 \text{ mm}$

snellezza del corrente compresso  $\lambda = \frac{229 \text{ mm}}{3,0 \text{ mm}} = 76,3$

snellezza adimensionalizzata  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 1,124$

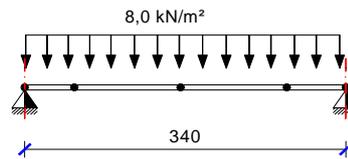
fattore di imperfezione  $\alpha = 0,49$   $\Phi = 1,358$

coefficiente di rid. della resistenza per instabilità  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,472$

$$N_{Rd,st} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 12} = 0,472 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 113 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 20,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

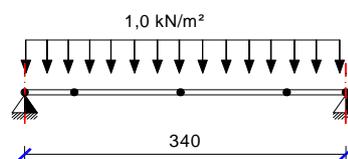
### 5.1.2 PREDALLES CENTRALI

c) Schema statico e di carico: p.p. predalles + getto in opera + veletta laterale



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = 11,56 \text{ kNm} \quad V_{\max} = \frac{ql}{2} = 13,6 \text{ kN}$$

d) Schema statico e di carico: sovraccarico temporaneo per mezzi d'opera



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = 1,45 \text{ kNm} \quad V_{\max} = \frac{ql}{2} = 1,7 \text{ kN}$$

#### 5.1.2.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE IN CAMPATA

Per ogni traliccio (passo 60 cm)  $M_{Ed} = 0,60 \times [(1,50 \times 11,6) + (1,35 \times 1,5)] \cong -11,7 \text{ kNm}$

Armatura inferiore traliccio 2  $\phi$  14 Verifica di resistenza

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{traliccio}} = \frac{11,7 \text{ kNm}}{0,20 \text{ m}} \approx 59 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 14} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 306 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 119,7 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{119,7 \text{ kN}}{59 \text{ kN}} = 2,02 > 1,0$$

Armatura superiore traliccio 1  $\phi$  18                      Verifica di stabilità

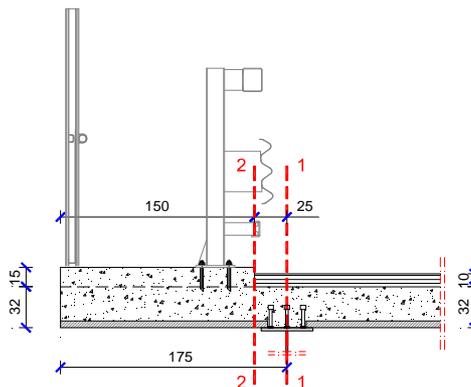
La verifica di stabilità del corrente compresso è eseguita con riferimento ad una lunghezza di inflessione equivalente al passo delle staffe pari a 20 cm.

lunghezza di libera inflessione del corr. compresso	$l_0 = 200 \text{ mm}$
raggio di inerzia del corrente compresso	$i_{\phi 18} = \frac{18 \text{ mm}}{4} = 4,5 \text{ mm}$
snellezza del corrente compresso	$\lambda = \frac{200 \text{ mm}}{4,5 \text{ mm}} = 44,4$
snellezza adimensionalizzata	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = 0,654$
fattore di imperfezione $\alpha = 0,49$	$\Phi = 0,825$
coefficiente di rid. della resistenza per instabilità	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,753$

$$N_{Rd} = \chi \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_{\phi 18} = 0,753 \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} \times 254 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 74,8 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = \frac{74,8 \text{ kN}}{59 \text{ kN}} = 1,27 > 1,0$$

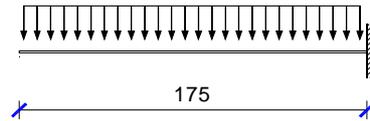
## 5.2 ANALISI DELLO SBALZO DI SOLETTA



Si espone la verifica della porzione di soletta a sbalzo, per l'azione dei carichi permanentemente presenti, dei carichi mobili variabili e per quelli eccezionali (urto di un veicolo in svio). L'analisi è riferita allo schema statico di trave a mensola incastrata in corrispondenza dell'anima della trave metallica, per una profondità unitaria in direzione asse ponte (asse longitudinale). Si tiene conto della diffusione dei carichi variabili e delle azioni eccezionali definendo le larghezze collaboranti per le varie situazioni considerate.

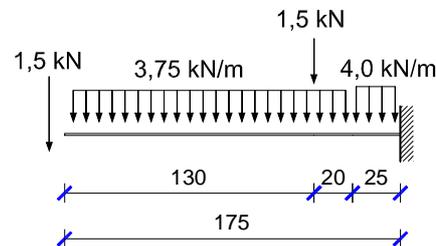
## 5.2.1 ANALISI DEI CARICHI E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 5.2.1.1 PESO PROPRIO SOLETTA



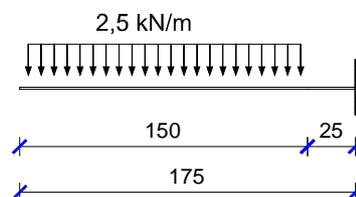
Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2 -2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
a1) Peso soletta + predalle	14.0	0.88	-12.3	12.0	0.75	-9.0
a2) Veletta di bordo	1.2	1.75	-2.1	1.2	1.50	-1.8
<b>a1) + a2)</b>	<b>15.2</b>		<b>-14.4</b>	<b>13.2</b>		<b>-10.8</b>

### 5.2.1.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI



Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2 -2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
b1) Pavimentazione (4 kN/m)	1.0	0.13	-0.1	0.0	0.75	0.0
b2) Barriera anti-caduta	1.5	1.75	-2.6	1.5	1.50	-2.3
b3) Sicurvia	1.5	0.45	-0.7	1.5	0.20	-0.3
b4) Cordolo laterale	5.6	1.00	-5.6	5.6	0.75	-4.2
<b>b1) + b2) + b3) + b4)</b>	<b>9.6</b>		<b>-9.05</b>	<b>8.6</b>		<b>-6.77</b>

### 5.2.1.3 CARICO ACCIDENTALE SULLA PASSERELLA DI SERVIZIO



Descrizione del carico	Sez. 1-1			Sez. 2 -2		
	T1-1 [kN]	d1 [m]	M1-1 [kNm]	T2-2 [kN]	d2 [m]	M2-2 [kNm]
c) Carico di servizio	3.8	0.95	-3.6	3.8	0.75	-2.8

#### 5.2.1.4 CARICHI MOBILI VARIABILI

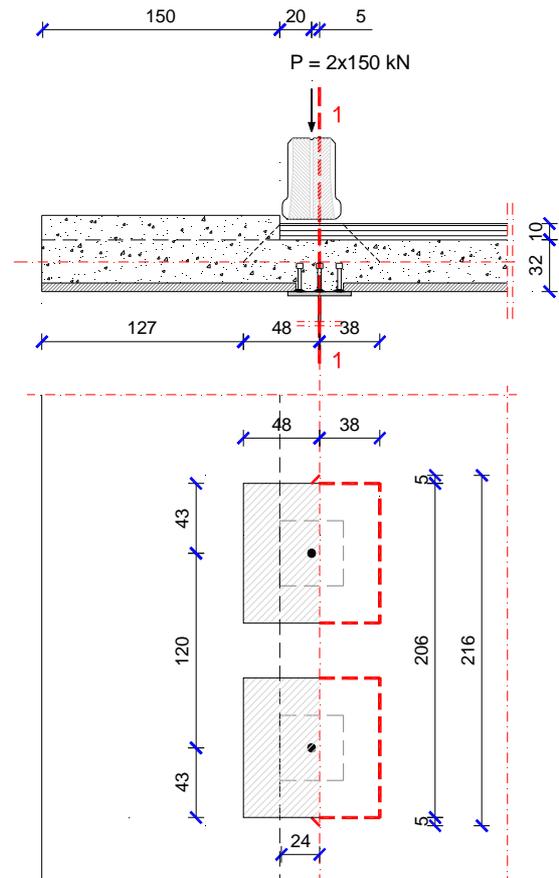
Ai fini delle analisi locali dello sbalzo di soletta si sono considerati i carichi previsti al §5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito illustrati.

##### a) Carichi mobili variabili – schema di carico n. 1

Si considerano le impronte di carico su due assi in tandem (carichi  $Q_{ik}$ ) relativi alla corsia maggiormente carica (corsia n. 1), applicate su impronte quadrate da 0,40 m di lato (150 kN/impronta comprensivi degli effetti dinamici). Effettuando una diffusione a 45° nello spessore della pavimentazione fino all'asse della soletta gettata in opera, le impronte di carico assumono dimensioni di 86 cm x 86 cm.

$$M_{1-1} = -\frac{(2 \times 150 \text{ kN}) \times 0,48 \text{ m}}{0,86 \text{ m}} \times \frac{0,24 \text{ m}}{2,16 \text{ m}} = -18,6 \text{ kNm/m}$$

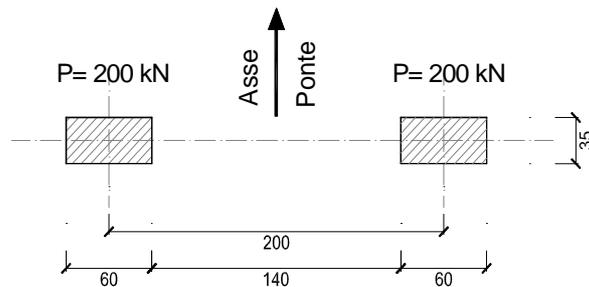
$$T_{1-1} = \frac{300 \text{ kN}}{2,16 \text{ m}} \times \frac{0,48 \text{ m}}{0,86 \text{ m}} = 77,5 \text{ kN/m}$$



Sbalzo laterale: schema di carico n. 1 – disposizioni a

b) Carichi mobili variabili – schema di carico n. 2

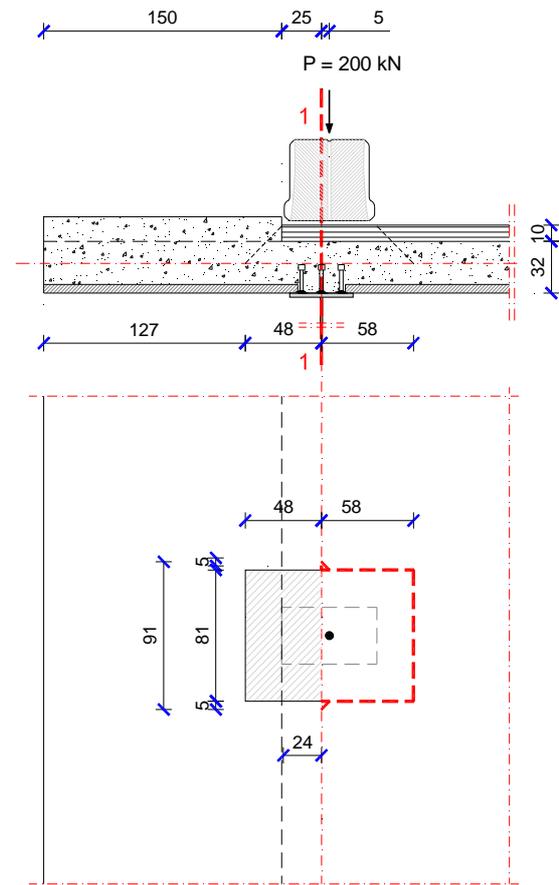
Lo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato con due impronte da 200 kN/cad di forma rettangolare, da 35 cm di larghezza e 60 cm di lunghezza. Tale schema di carico va considerato autonomamente, agente in modo isolato e nella posizione più gravosa.



Effettuando la diffusione a 45° nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 81 cm x 106 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

$$M_{1-1} = -\frac{200\text{kN} \times 0,48\text{m}}{1,06\text{m}} \times \frac{0,24\text{m}}{0,91\text{m}} = -23,9\text{kNm/m}$$

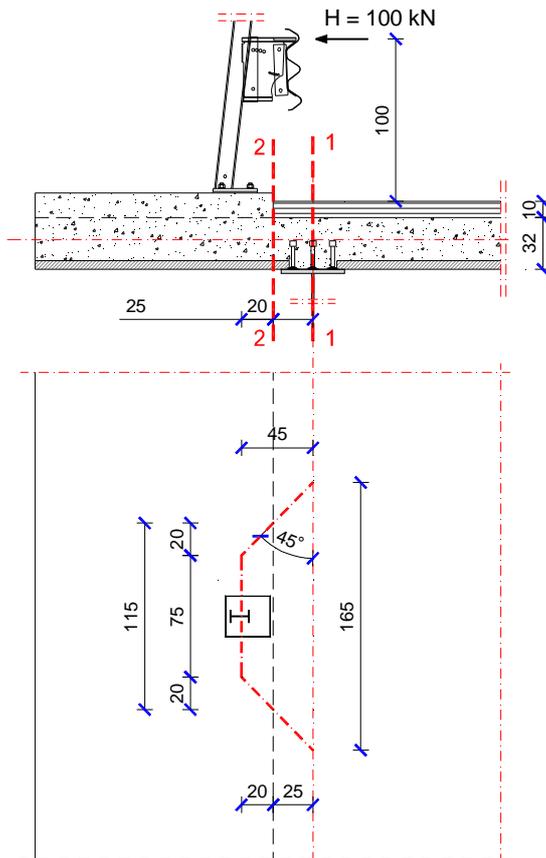
$$T_{1-1} = \frac{200\text{kN}}{0,91\text{m}} \times \frac{0,48\text{m}}{1,06\text{m}} = 99,5\text{kN/m}$$



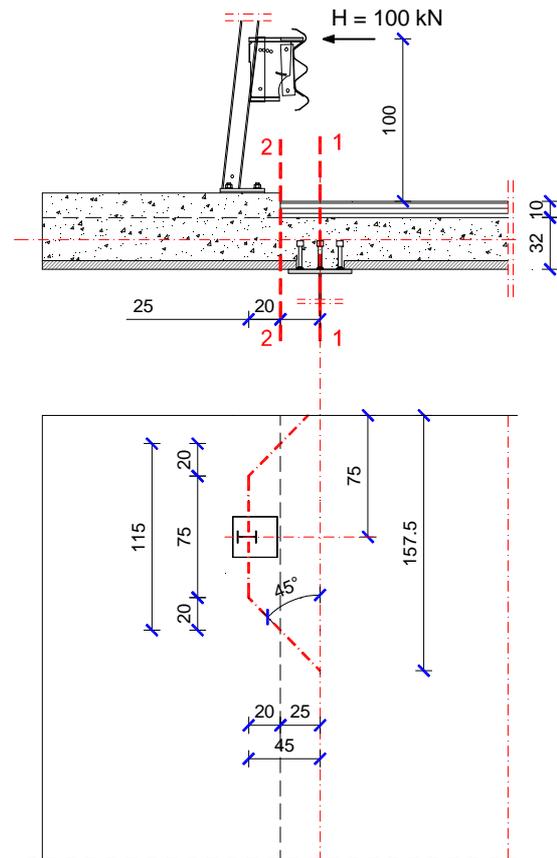
Sbalzo laterale: schema di carico n. 2 – disposizioni b

### 5.2.1.5URTO DI VEICOLO IN SVIO

Sezione in campata



Sezione in zona di bordo impalcato



$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,65 \text{ m}} = -76,4 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -60,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -109,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_{2-2} = -87 \text{ kN/m}$$

$$M_{1-1} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,575 \text{ m}} = -80,0 \text{ kNm/m}$$

$$N_{1-1} = -63,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{2-2} = -100 \text{ kN} \times \frac{1,26 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = -109,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_{2-2} = -87 \text{ kN/m}$$

Sbalzo laterale: urto di veicolo sul sicurvia

### 5.3 VERIFICA DELLO SBALZO

#### 5.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

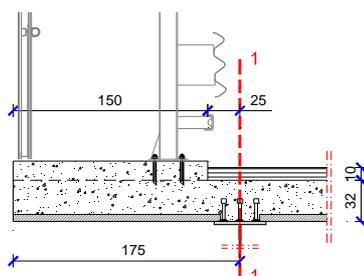
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-14.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-9.1
c <sub>1</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-18.6
c <sub>2</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-23.9
d) Folla sul marciapiede	-3.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	m <sub>Ed</sub> (kN×m/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c2) + 1,5 d)	-70.8

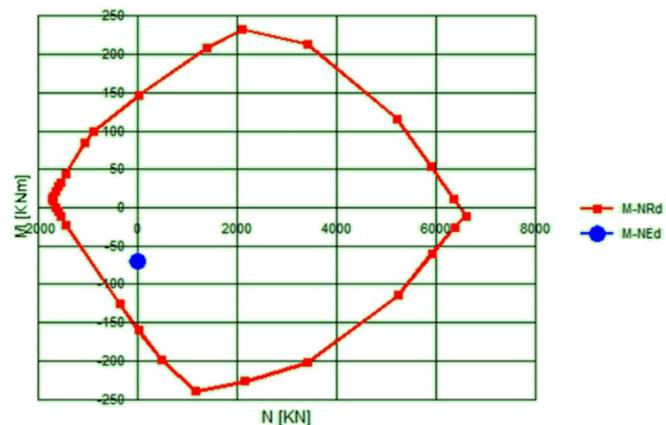
- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ18/20 + 1φ20/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*



$$M_{Rd} = -159 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

$$FS = 2,25 > 1,0$$



### 5.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	v (kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	15.2
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	9.6
c <sub>1</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	77.5
c <sub>2</sub> ) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	99.5
d) Accidentali di servizio	3.8

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	V <sub>Ed</sub> (kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c <sub>2</sub> ) + 1,5 d)	174.9

Si considerano le staffe dei tralicci delle predalle quali idonee armature a taglio composte da staffe  $\phi 12$  a due bracci a passo 20 cm.

Essendo:

- Altezza della sezione resistente H = 24 cm
- Larghezza della sezione resistente B = 100 cm
- Calcestruzzo in classe di resistenza C32/40
- Barre di armatura B450C
- Diametro staffe  $\phi 12$
- Passo delle staffe 20 cm
- Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  $\theta = 45^\circ$
- Inclinazione delle staffe di armatura  $\alpha = 70,7^\circ$

$$V_{Rd,st} = 0,9 \times 200 \times \frac{1,67 \times 4 \times 113}{200} \times 391,3 \times (0,331 + 1) \times 0,943 \cdot 10^{-3} = 333,7 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{174,9 \text{ kN}} = 1,91 > 1,0$$

### 5.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA A TENSO-FLESSIONE AGLI SLU

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	Zona in campata		Zona di bordo	
	n (kN/m)	m (kN×m/m)	n (kN/m)	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	0.0	-14.4	0.0	-14.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-9.1	0.0	-9.1
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 2	0.0	-23.9	0.0	-31.1
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-3.6	0.0	-3.6
e) Urto di veicolo in svio	-60.6	-76.4	-63.5	-80.0

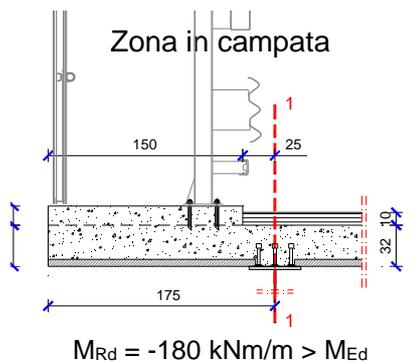
Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

Azioni assiale positive se di compressione

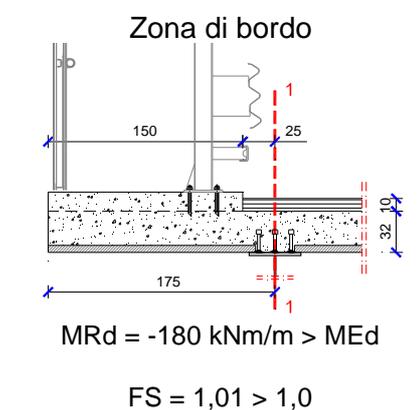
Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = G_1 + G_2 + A_d + \Sigma(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d) + 1,5 e)	-90.9	-165.6	-95.3	-178.2

- Altezza della sezione resistente  $H = 26 \text{ cm}$
- Larghezza della sezione resistente  $b = 100 \text{ cm}$
- Armatura inferiore  $1\phi 20/20$  – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore  $4 \text{ cm}$
- Armatura superiore  $1\phi 18/20 + 1\phi 20/20$  – acciaio B450C
- Profondità armatura superiore  $17 \text{ cm}$

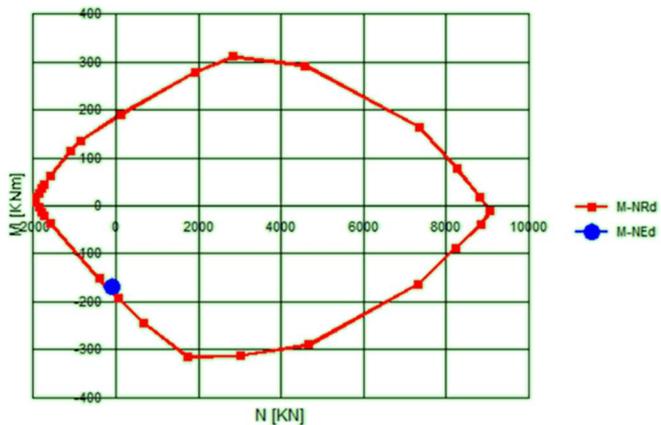
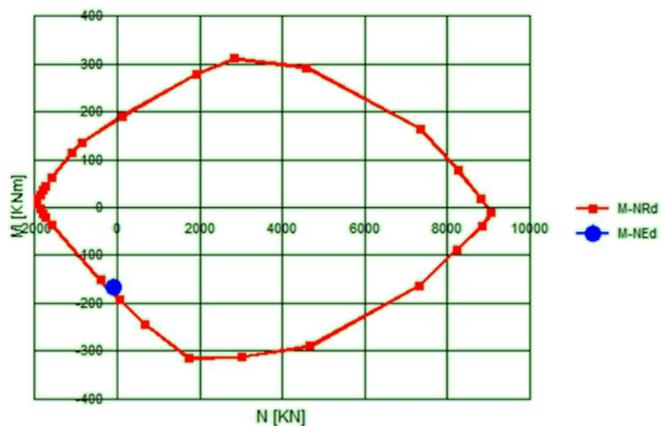
NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.



$FS = 1,09 > 1,0$



$FS = 1,01 > 1,0$



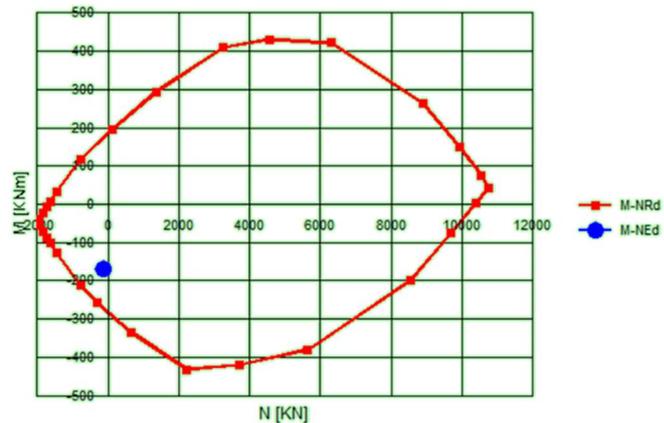
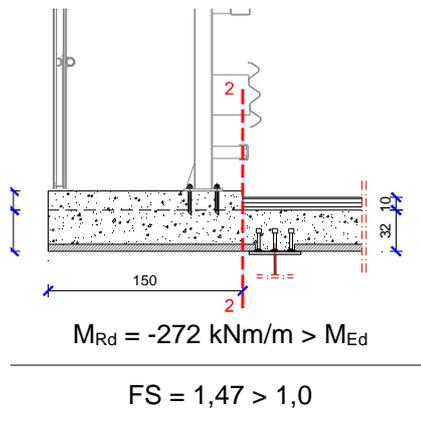
Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 2 - 2a filo cordolo calcestruzzo C 32/40	n (kN/m)	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	0.0	-10.8
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	0.0	-6.8
c) Carichi mobili variabili: schema di carico 2	0.0	0.0
d) Folla sui marciapiedi	0.0	-2.8
e) Urto di veicolo in svio	-87.0	-109.6

Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso

Azioni assiale positive se di compressione

Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - S.L.U. Combinazione $E_d = G_1 + G_2 + A_d + \Sigma(\psi_{21} \times Q_{ki})$	$n_{Ed}$ (kN/m)	$m_{Ed}$ (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d) + 1,5 e)	-130.5	-184.8

- Altezza della sezione resistente  $H = 26 + 6 \text{ cm}$
- Larghezza della sezione resistente  $b = 100 \text{ cm}$
- Armatura inferiore  $1\phi 20/20 - \text{acciaio B450C}$
- Profondità armatura inferiore  $4 \text{ cm}$
- Armatura superiore  $1\phi 18/20 + 1\phi 20/20 - \text{acciaio B450C}$
- Profondità armatura superiore  $23 \text{ cm}$



### 5.3.4 VERIFICA DELLE TENSIONI PER FLESSIONE AGLI SLE

Sbalzo soletta d'impalcato: Sezione 1 - 1 in asse alla trave calcestruzzo C 32/40	m (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-14.4
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-9.1
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	<b>-23.9</b>
d) Accidentali di servizio	-3.6

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

*Comb. delle azioni di calcolo D.M. 14 Gennaio 2008 - Stati Limite di Esercizio*

Comb. caratteristica (rara):  $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$

Combinazione di calcolo	m <sub>Ed</sub> (kN×m/m)
Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 c) + 1,0 d)	<b>-51.0</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ18/20 + 1φ20/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 7,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -127,4 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Dati i bassi valori di tensione nelle armature in soletta si omettono le verifiche di fessurazione in quanto implicitamente soddisfatte.

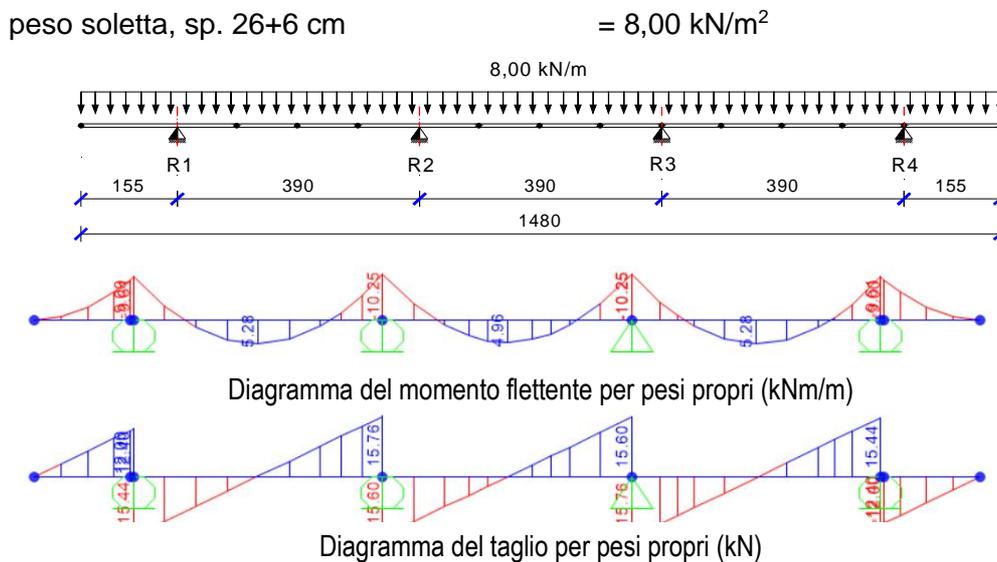
## 5.4 ANALISI DI CALCOLO DELLA SOLETTA CON MODELLO BI-DIMENSIONALE

Nella presente sezione si espongono le verifiche in senso trasversale della soletta di impalcato in esercizio. In particolare, l'esame del comportamento statico è valutato in funzione dei carichi di progetto in accordo con quanto stabilito dalla normativa vigente di riferimento.

Ciò premesso, alle pagine seguenti si illustrano gli schemi di carico e i diagrammi di sollecitazione per:

- pesi propri
- sovraccarichi permanenti
- carichi mobili variabili
- folla sui marciapiedi
- variazione termica lineare nello spessore della soletta

### 5.4.1 PESO PROPRIO SOLETTA

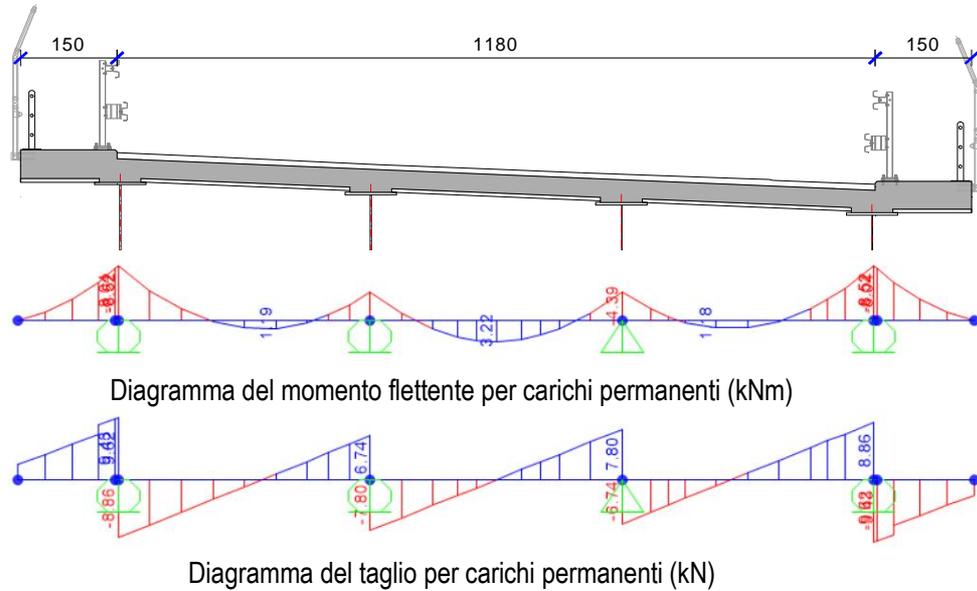


### 5.4.2 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Velette di bordo (sp. 8 cm): = 2 x 0,80 kN/m
- Marciapiedi (sp. 15 cm): 0,15 m x 25,0 kN/m<sup>3</sup> = 3,75 kN/m<sup>2</sup>
- Barriere sicurvia: = 2 x 1,50 kN/m
- Reti di protezione e parapetti: = 2 x 1,50 kN/m
- Pavimentazione, sp. 10 cm (\*): = 4,00 kN/m<sup>2</sup>

(\* ) si considera in modo forfaitario un carico di pavimentazione maggiorato per tenere conto di possibili ricarichi manutentivi dell'asfalto stradale.

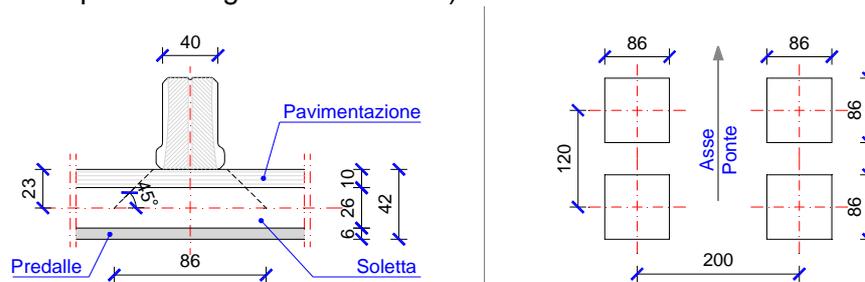


#### 5.4.3 CARICHI MOBILI VARIABILI

Ai fini delle analisi locali della soletta, come già svolto per lo sbalzo analizzato in precedenza, si sono considerati i carichi previsti al §5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018 e di seguito illustrati.

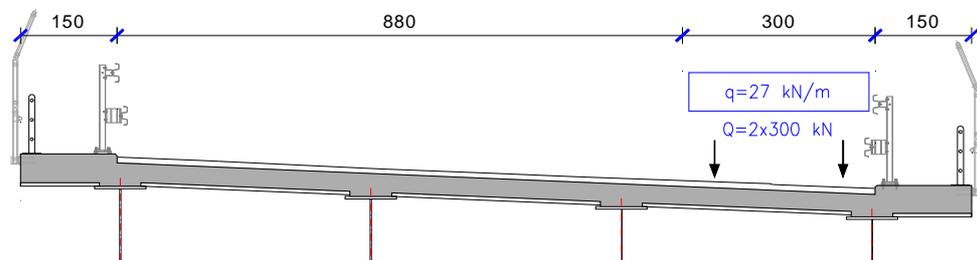
##### 5.4.3.1 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 1

Si considerano le impronte di carico su due assi in tandem (carichi  $Q_{ik}$ ) relativi alla corsia maggiormente carica (corsia n. 1), applicate su impronte quadrate da 0,40 m di lato (150 kN/impronta comprensivi degli effetti dinamici).

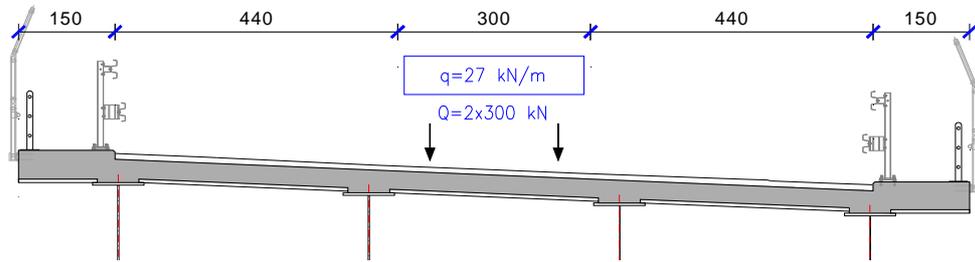


Effettuando una diffusione a 45° nello spessore della pavimentazione fino all'asse della soletta gettata in opera, le impronte di carico assumono dimensioni di 86 cm x 86 cm.

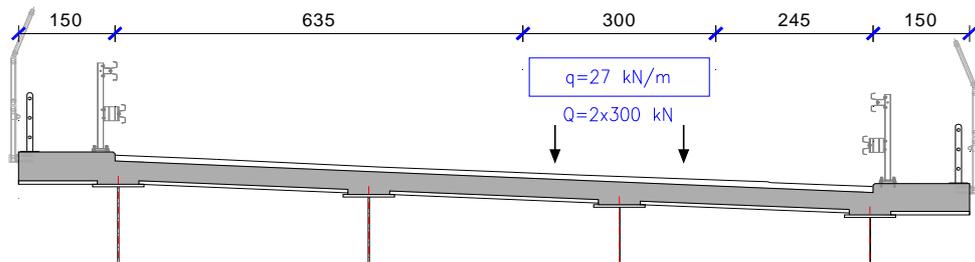
- Disposizione 1A



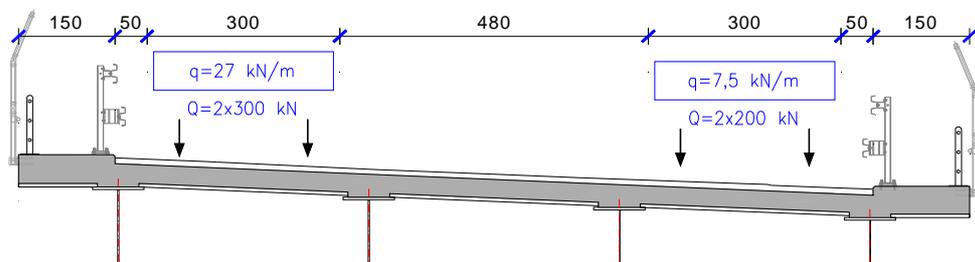
- Disposizione 1B



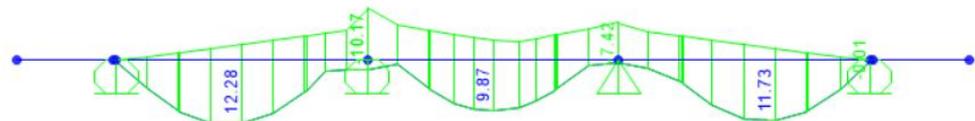
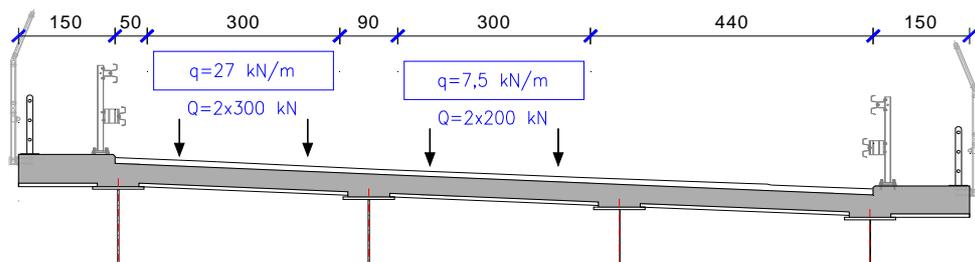
- Disposizione 1C



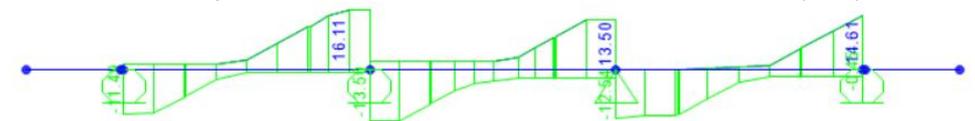
- Disposizione 1D



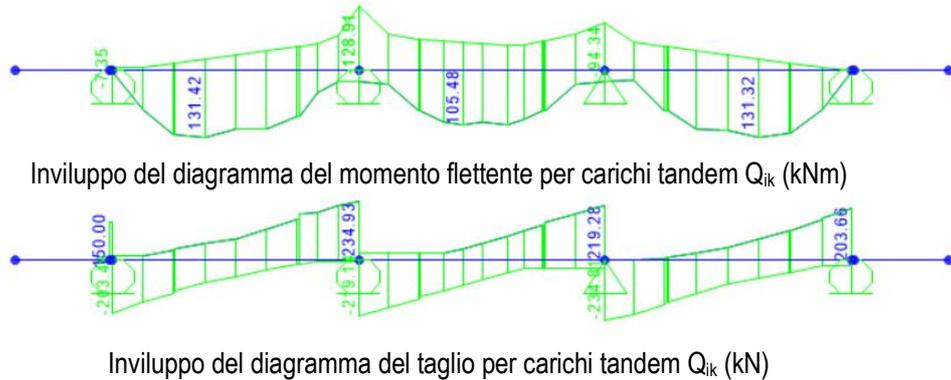
- Disposizione 1E



Inviluppo del diagramma del momento flettente per carichi distribuiti  $q_{ik}$  (kNm)

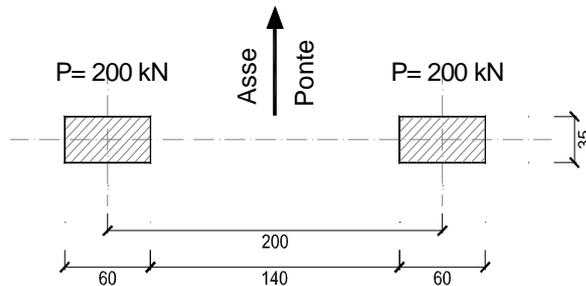


Inviluppo del diagramma del taglio per carichi distribuiti  $q_{ik}$  (kN)



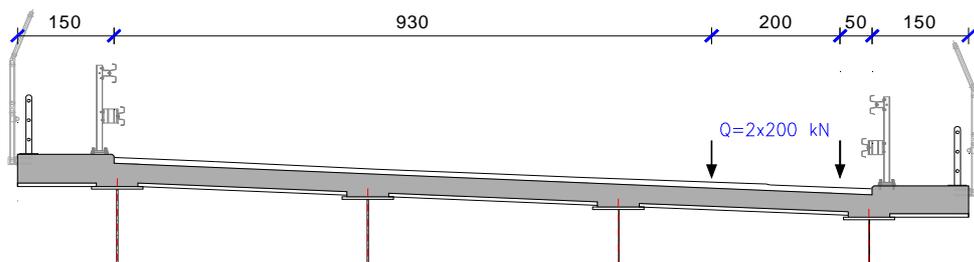
#### 5.4.3.2 CARICHI MOBILI VARIABILI – SCHEMA DI CARICO N. 2

Lo schema di carico è costituito da un singolo asse applicato con due impronte da 200 kN/cad di forma rettangolare, da 35 cm di larghezza e 60 cm di lunghezza.

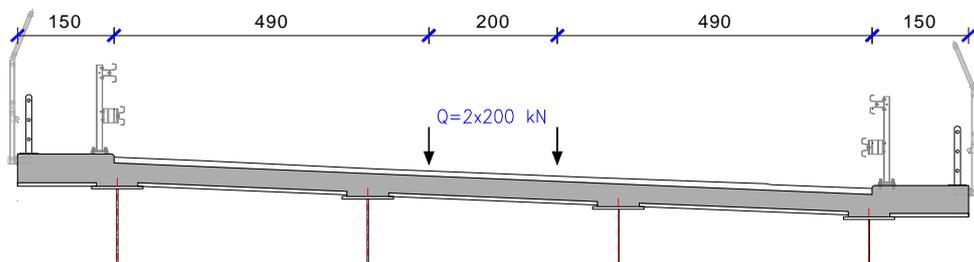


Effettuando la diffusione a 45° nello spessore del manto stradale e della soletta, le impronte di carico assumono dimensioni 81 cm x 106 cm, in corrispondenza del piano medio di soletta.

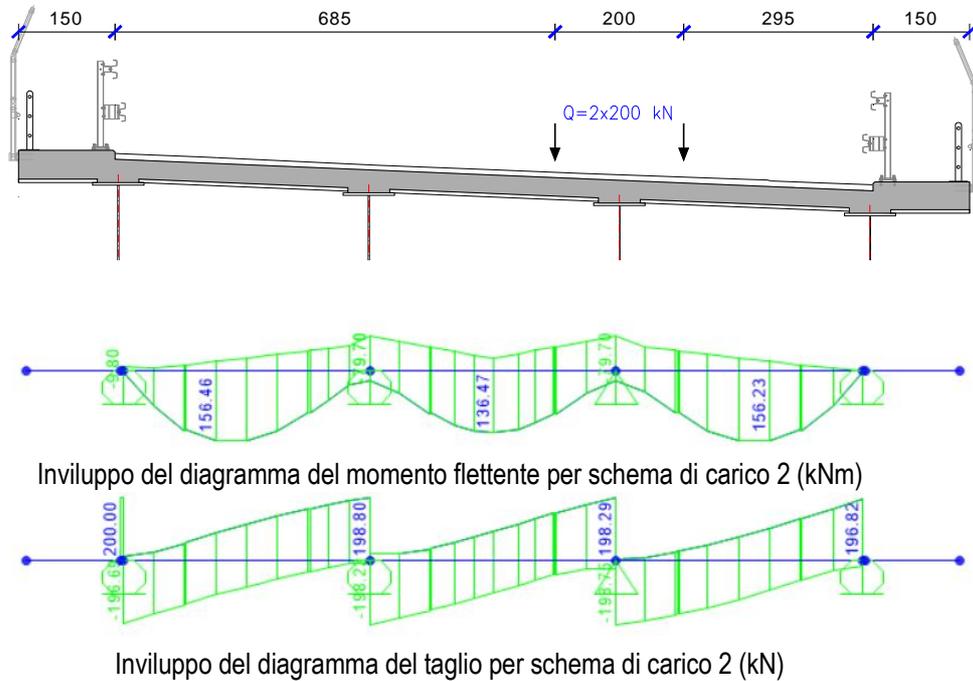
- Disposizione 2A



- Disposizione 2B

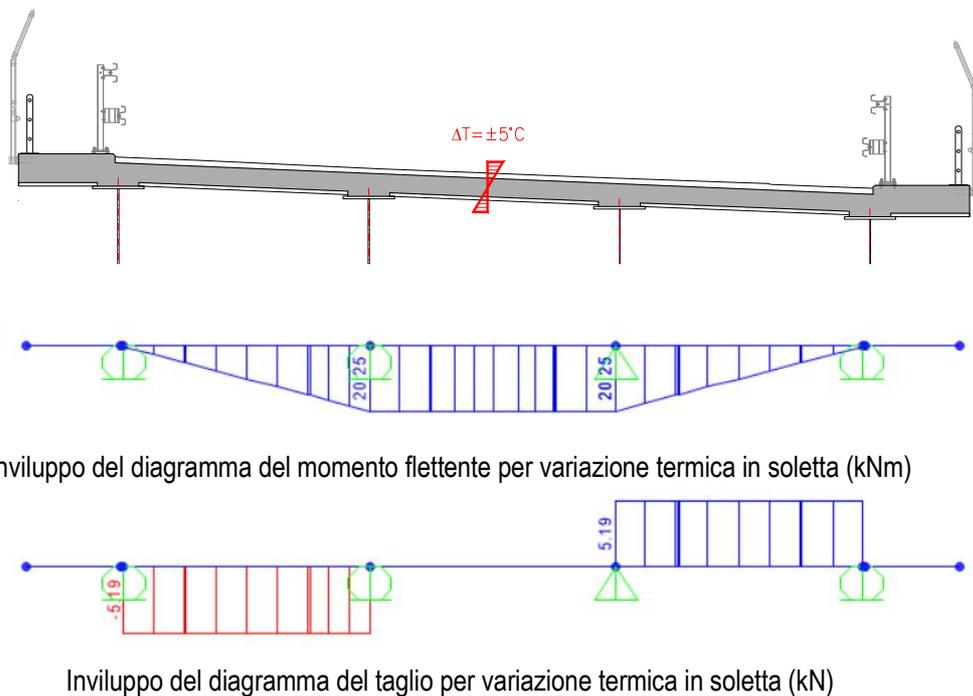


• **Disposizione 2C**



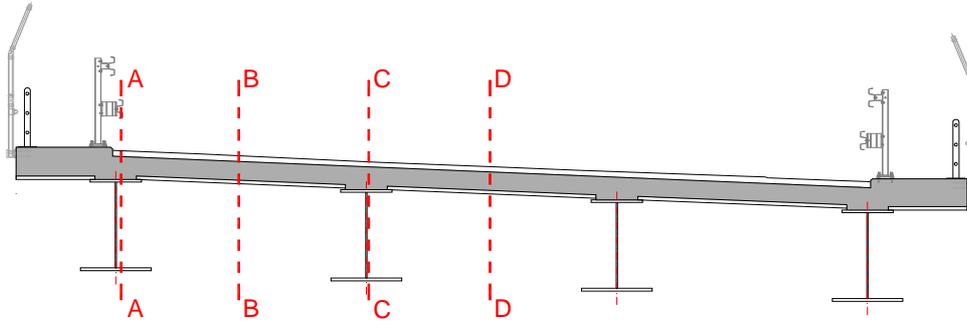
**5.4.4 VARIAZIONE TERMICA LINEARE IN SOLETTA**

Si tiene conto di un gradiente termico pari a  $\pm 5^\circ$  sullo spessore della soletta.



## 5.5 SINTESI TABULARE

Con riferimento alle sezioni indicate al seguente schema, si riporta la sintesi tabulare delle azioni in esercizio.



Le caratteristiche di sollecitazione indotte dai carichi mobili variabili vengono distribuite su una larghezza collaborante  $b_{eff}$  pari all'ingombro longitudinale diffuso degli assi in tandem, o delle singole impronte di carico, più la distanza tra gli assi tandem e gli assi delle travi principali per ciascun lato, ovvero:

- Schema di carico n. 1:  $1,20\text{ m} + 0,86\text{ m} + 2 \times 0,95\text{ m} = 3,96\text{ m}$
- Schema di carico n. 2:  $0,81\text{ m} + 2 \times 0,96\text{ m} = 2,73\text{ m}$

Condizione di carico		Momento flettente M (kNm)				Taglio V (kN)	
		Sez. A	Sez. B	Sez. C	Sez. D	Sez. A	Sez. C
a)	Peso proprio soletta	-9.6	5.3	-10.3	5.0	15.4	15.8
b)	Sovracc. Permanenti	-8.5	1.2	-4.4	3.2	8.9	7.8
a)+b)		<b>-18.1</b>	<b>6.5</b>	<b>-14.7</b>	<b>8.2</b>	<b>24.3</b>	<b>23.6</b>
c1)	Inv. Schema di carico 1 (Tandem)	-7.4	115.3	-128.9	100.9	203.5	234.9
	Inv. Schema di carico 1/ $b_{eff.1}$	-1.9	29.1	<b>-32.6</b>	25.5	51.4	<b>59.3</b>
c2)	Inv. carichi distribuiti $q_{ik}$	0.0	12.3	<b>-10.2</b>	9.9	11.5	<b>16.1</b>
d)	Schema di carico 2 (Disp. A)	-9.8	156.1	-79.7	136.5	200.0	198.8
	Schema di carico 2 (Disp. A)/ $b_{eff.2}$	<b>-3.6</b>	<b>57.2</b>	-29.2	<b>50.0</b>	<b>73.3</b>	72.8
e)	Variazione termica lineare (+5°)	0.0	10.2	-20.3	20.3	5.2	5.2
<b>Totale</b>	<b><math>\Sigma M</math></b>	<b>-21.7</b>	<b>68.8</b>	<b>-67.6</b>	<b>68.4</b>		
<b>Totale</b>	<b><math>\Sigma V</math></b>					<b>129.7</b>	<b>101.6</b>

## 5.6 VERIFICHE

### 5.6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE AGLI SLU

	Sez. A-A	Sez. B-B
<b>Verifica locale soletta lato sbalzo</b> calcestruzzo C 32/40	<b>m</b> (kN×m/m)	<b>m</b> (kN×m/m)
a) P. p. soletta in c.a.	-9.6	5.3
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-8.5	1.2
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-3.6	57.2
e) Variazione termica lineare	0.0	10.2

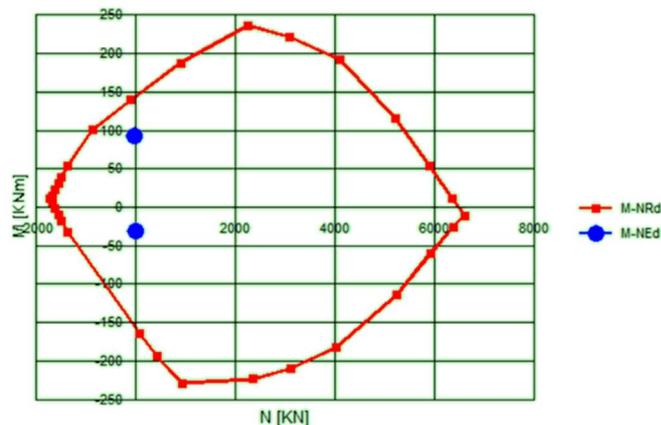
*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.</b> Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>m<sub>Ed</sub></b> (kN×m/m)	<b>m<sub>Ed</sub></b> (kN×m/m)
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 d) + 0,72 e)</b>	<b>-30.6</b>	<b>93.5</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/20 + 1φ18/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*

**Dominio N-M**



$$M_{Rd}(\text{sez A-A}) = -159 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(\text{sez B-B}) = 146 \text{ kNm}$$

I punti di sollecitazione sono all'interno del dominio resistente della sezione.

	Sez. C-C	Sez. D-D
<b>Verifica locale soletta in campata</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
a) P. p. soletta in c.a.	-10.3	5.0
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-4.4	3.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-42.8	35.4
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-29.2	50.0
e) Variazione termica lineare	-20.3	20.3

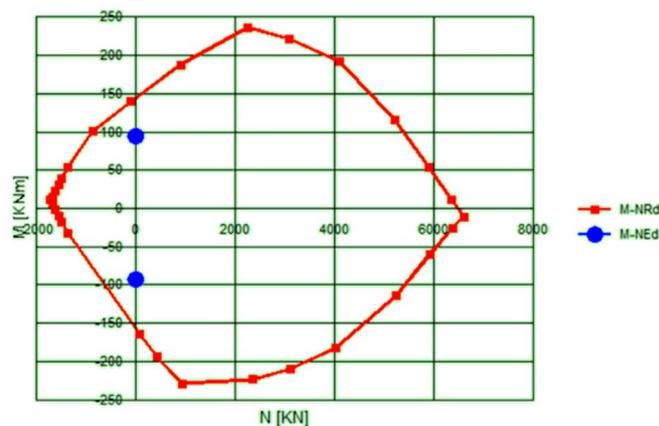
*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>-92.9</b>	
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 d) + 0,72 e)</b>		<b>93.7</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/20 + 1φ18/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*

**Dominio N-M**



I punti di sollecitazione sono all'interno del dominio resistente della sezione. Si ripete la verifica nelle zone di bordo della soletta considerando un coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi accidentali per tenere conto della discontinuità della soletta in prossimità del giunto di dilatazione di impalcato.

	Sez. C-C	Sez. D-D
<b>Verifica locale soletta in campata</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
a) P. p. soletta in c.a.	-10.3	5.0
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	-4.4	3.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	-42.8	35.4
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	-29.2	50.0
e) Variazione termica lineare	-20.3	20.3

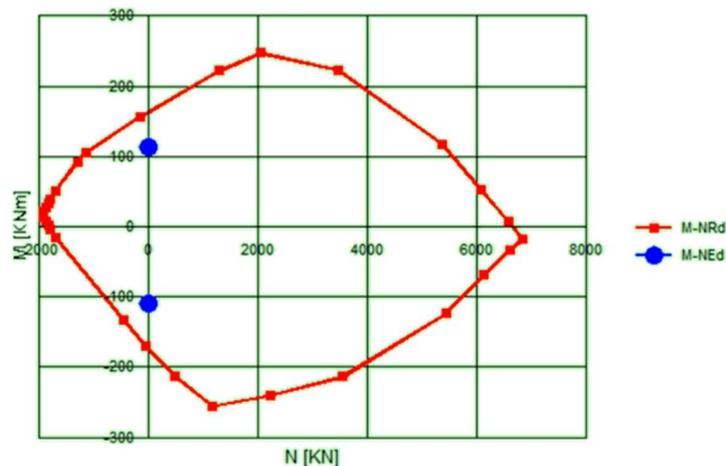
*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)</b>	<b>-110.2</b>	
<b>Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 d) + 0,72 e)</b>		<b>113.9</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ22/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/10 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*

**Dominio N-M**



$$M_{Rd}(\text{sez C-C}) = -174 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(\text{sez D-D}) = 164 \text{ kNm}$$

I punti di sollecitazione sono all'interno del dominio resistente della sezione.

### 5.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO AGLI SLU

	Sez. A-A	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta lato sbalzo</b>	<b>v</b>	<b>v</b>
calcestruzzo C 32/40	(kN/m)	(kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	15.4	5.3
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	8.9	1.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	62.9	75.4
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	73.3	57.2
e) Variazione termica lineare	5.2	10.2

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN/m)	(kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 d) + 0,72 e)	136.8	
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,35 c) + 0,72 e)		118.1

Le azioni di taglio agenti nelle sezioni appaiono inferiori ai valori utilizzati nelle verifiche di resistenza per la porzione di soletta a sbalzo precedentemente illustrata (cfr. §5.3) e inferiori pertanto all'azione di taglio resistente  $v_{Rd}$ . Risulta:

$$FS = \frac{v_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{136,8 \text{ kN}} = 2,44 > 1,0$$

Con riferimento alla zona di bordo dell'impalcato si ottiene:

	Sez. A-A	Sez. C-C
<b>Verifica locale soletta lato sbalzo</b>	<b>v</b>	<b>v</b>
calcestruzzo C 32/40	(kN/m)	(kN/m)
a) P. p. soletta in c.a.	15.4	5.3
b) Sovraccarichi permanenti non strutturali	8.9	1.2
c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1	62.9	75.4
d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2	73.3	57.2
e) Variazione termica lineare	5.2	10.2

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.U.</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
Combinazione $E_d = \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \gamma_i \times Q_{ki}$	(kN/m)	(kN/m)
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 d) + 0,72 e)	166.5	
Ed 1,35 a) + 1,5 b) + 1,3 x 1,35 c) + 0,72 e)		148.6

Risulta pertanto:

$$FS = \frac{v_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{333,7 \text{ kN}}{166,5 \text{ kN}} = 2,01 > 1,0$$

### 5.6.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE

	Sez. A-A	Sez. B-B
<b>Verifica locale soletta lato sbalzo</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	-9.6	5.3
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	-8.5	1.2
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2</b>	-3.6	57.2
<b>e) Variazione termica lineare</b>	0.0	10.2

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,0 d) + 0,6 e)</b>	<b>-21.7</b>	<b>69.8</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ20/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/20 + 1φ18/20 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

Sez. B-B

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 9,2 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -225,0 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Si omette la verifica della sezione A-A in quanto già sviluppata in dettaglio al paragrafo precedente (cfr. §5.3).

Infine nella zona di bordo dell'impalcato si registrano le seguenti tensioni.

	Sez. C-C	Sez. D-D
<b>Verifica locale soletta in campata</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	-10.3	5.0
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	-4.4	3.2
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	-42.8	35.4
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2</b>	-29.2	50.0
<b>e) Variazione termica lineare</b>	-20.3	20.3

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Combinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. caratteristica (rara): $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 1,0 c) + 0,6 e)</b>	<b>-82.5</b>	
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 1,0 d) + 0,6 e)</b>		<b>85.4</b>

- Altezza della sezione resistente H = 26 cm
- Larghezza della sezione resistente b = 100 cm
- Armatura inferiore 1φ22/20 – acciaio B450C
- Profondità armatura inferiore 4 cm
- Armatura superiore 1φ20/10 –acciaio B450C
- Profondità armatura superiore 17 cm

*NOTA: si trascura il contributo dell'armatura resistente nelle lastre cassero tipo predalles.*

#### Sez. C-C

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 11,0 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -187,6 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

#### Sez. D-D

⇒ Tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c = 10,4 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Tensione nell'armatura tesa:

$$\sigma_s = -233,6 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.6.4 VERIFICHE A FESSURAZIONE AGLI SLE

	Sez. A-A	Sez. B-B
<b>Verifica locale soletta lato sbalzo</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	-9.6	5.3
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	-8.5	1.2
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2</b>	-3.6	57.2
<b>e) Variazione termica lineare</b>	0.0	10.2

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 0,75 d)</b>	<b>-20.8</b>	<b>49.4</b>

Sez. B-B

- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 6,5 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$   
 ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -159,2 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

	Sez. C-C	Sez. D-D
<b>Verifica locale soletta in zona di bordo</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
calcestruzzo C 32/40	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>a) P. p. soletta in c.a.</b>	-10.3	5.0
<b>b) Sovraccarichi permanenti non strutturali</b>	-4.4	3.2
<b>c) Carichi mobili variabili - Schema di carico 1</b>	-42.8	35.4
<b>d) Carichi mobili variabili - Schema di carico 2</b>	-29.2	50.0
<b>e) Variazione termica lineare</b>	-20.3	20.3

*Momenti flettenti positivi se tendono le fibre d'intradosso*

<b>D.M. 14 Gennaio 2008 - Cobinazione statica agli S.L.E.</b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>	<b>m<sub>Ed</sub></b>
Comb. frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \times Q_{ki})$	<b>(kN×m/m)</b>	<b>(kN×m/m)</b>
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3 x 0,75 c)</b>	<b>-56.4</b>	
<b>Ed 1,0 a) + 1,0 b) + 1,3x 0,75 d)</b>		<b>57.0</b>

Sez. C-C

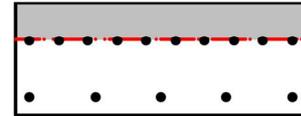
- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 7,5 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$   
 ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -128,2 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

Sez. D-D

- ⇒ Tensione di compressione nel cls:  $\sigma_c = 6,9 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck}$   
 ⇒ Tensione nell'armatura tesa:  $\sigma_s = -155,9 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk}$

**Verifica a fessurazione di solette in c.a. per ponti**

Larghezza sezione, b :	100	cm	
Altezza sezione, h:	26	cm	
Azione flettente sollecitante, $M_{ed}$ :	57	kNm	<i>da inserire sempre con segno positivo</i>
	<b>Armature inf.</b>		<b>Armature sup.</b>
Numero barre, n:	5		10
Diametro equivalente barre, $\phi$ :	22	mm	20
Area armatura, $A_f / A_f'$ :	1901	mm <sup>2</sup>	3142
Copriferro all'asse delle armature, d:	40	mm	90
coeff. "m" di omogeneizzazione delle barre:	15		
Tensione di compressione nel cls, $\sigma_c$ :	6.92	N/mm <sup>2</sup>	
Tensione di trazione nelle barre, $\sigma_f$ :	-155.96	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione dell'asse neutro, x:	87.9	mm	
Inerzia flessionale della sezione, J:	72419.01	cm <sup>4</sup>	



**Classe di resistenza del cls:**

C32/40

Rck N/mm <sup>2</sup>	fck N/mm <sup>2</sup>	fcm N/mm <sup>2</sup>	Ecls N/mm <sup>2</sup>	fcd N/mm <sup>2</sup>	fctm N/mm <sup>2</sup>	fctd N/mm <sup>2</sup>
40	33.2	41.2	33643	18.81	3.10	1.45

Modulo elastico dell'armatura, $E_s$ :	210000	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. di omogeneizzazione acciaio/cls, $a_e$ :	6.24		
Altezza ricoprimento effettivo, $h_{c,eff}$ :	57.4	mm	
Area efficace del cls teso, $A_{c,eff}$ :	57400	mm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico delle barre, $\rho_{eff}$ :	0.0331		
Fattore che dipende dalla durata del carico, $k_t$ :	0.6		(carico di breve durata)
Fattore relativo alla qualità delle barre, $k_1$ :	0.8		(barre ad aderenza migliorata)
Fattore relativo al tipo di carico, $k_2$ :	0.5		(sezione soggetta a flessione)
Fattore $k_3$ :	3.4		
Fattore $k_4$ :	0.425		
Ricoprimento netto dell'armatura tesa, c:	59	mm	
Deformazione unitaria media delle barre, $\epsilon_{sm}$ :	4.20E-04	<	4.46E-04
Distanza massima tra le fessure, $\Delta_s,max$ :	314	mm	
<b>Valore di calcolo delle aperture delle fessure, <math>w_d</math>:</b>	<b>0.140</b>	<b>mm</b>	

## 6. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

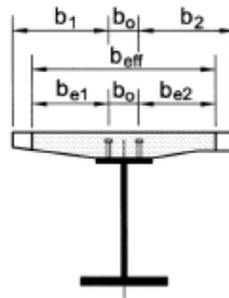
Travi e traversi in acciaio da carpenteria S355

Soletta in c.a.: calcestruzzo in classe di resistenza C32/40

### 6.1 DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE

La larghezza della soletta collaborante con le travi principali longitudinali in acciaio viene definita secondo le indicazioni dell'Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti” (UNI EN 1994-2).

La larghezza collaborante di soletta  $b_{eff}$  è definita in generale dalla seguente espressione:  $b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$



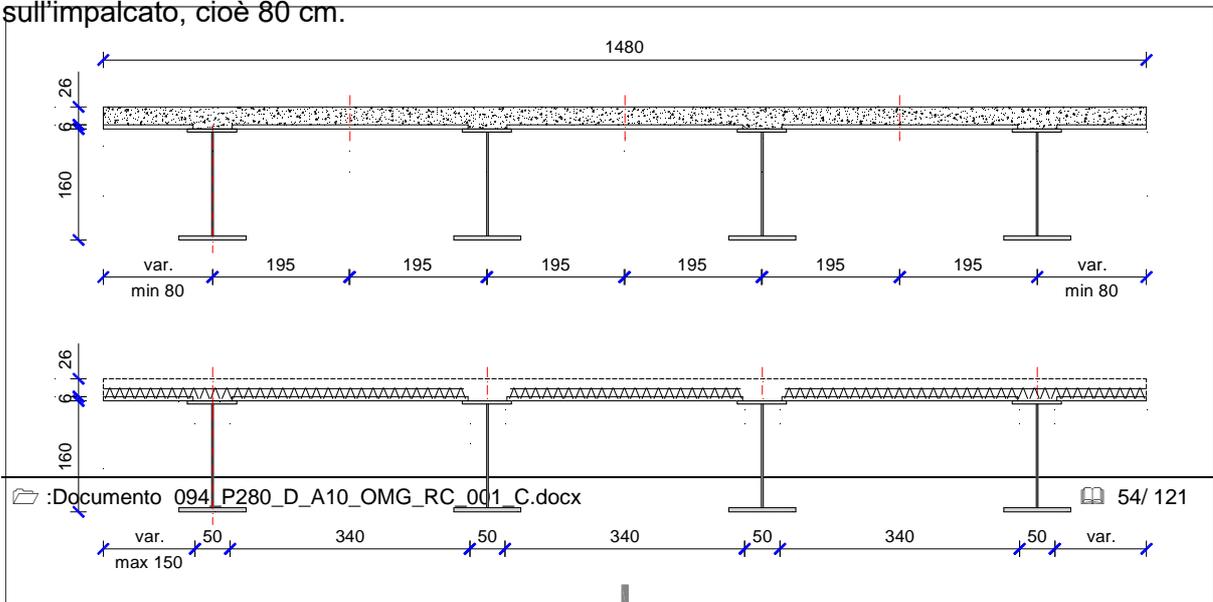
- $b_o$  è la larghezza direttamente impegnata dai connettori (pioli);
- $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  sono le larghezze efficaci da ciascun lato della trave in acciaio, comunque inferiori o al limite uguali alla semi-larghezza trasversale  $b_i$  tra le travi e il filo esterno (veletta di bordo).

Per le larghezze efficaci della soletta da ciascun lato della trave si assume che:

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_i\right)$$

La lunghezza  $L_e$  nelle campate isostatiche è assunta pari alla distanza tra gli appoggi; data la configurazione planimetrica in curva del ponte la lunghezza  $L_e$  sarà assunta pari alla distanza tra gli allineamenti di appoggio in asse impalcato (valore medio della lunghezza teorica di campata) e quindi circa 35 m.

Si riportano per le singole travi principali (travi esterno di bordo e travi interne) i valori delle larghezze collaboranti della soletta. La larghezza di soletta compresa tra il bordo e l'asse delle travi esterne è assunta in via cautelativa pari alla minore distanza tracciabile sull'impalcato, cioè 80 cm.



• **Travi esterne di bordo**

**Impalcato in semplice appoggio**

- $L_e =$	<b>35</b> m	- Luce di calcolo
- $b_0 =$	<b>0.6</b> m	- Distanza tra i pioli esterni
- $i =$	<b>3.9</b> m	- Interasse travi principali
- $e =$	<b>0.8</b> m	- Distanza tra l'asse trave e il bordo soletta

**Sezione in campata**

- $b_1 =$	1.65 m	- Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_2 =$	0.5 m	- Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff} =$	<b>2.75</b> m	- Larghezza collaborante

**Sezione all'appoggio**

- $\beta_{b1} =$	1.00	
- $\beta_{b2} =$	1.00	
- $b_{eff,0} =$	<b>2.75</b> m	- Larghezza collaborante

• **Travi interne**

**Impalcato in semplice appoggio**

- $L_e =$	<b>35</b> m	- Luce di calcolo
- $b_0 =$	<b>0.6</b> m	- Distanza tra i pioli esterni
- $i =$	<b>3.9</b> m	- Interasse travi principali
- $e =$	<b>1.95</b> m	- Distanza tra l'asse trave e il bordo soletta

**Sezione in campata**

- $b_1 =$	1.65 m	- Larghezza di soletta collaborante in destra trave
- $b_2 =$	1.65 m	- Larghezza di soletta collaborante in sinistra trave
- $b_{eff} =$	<b>3.9</b> m	- Larghezza collaborante

**Sezione all'appoggio**

- $\beta_{b1} =$	1.00	
- $\beta_{b2} =$	1.00	
- $b_{eff,0} =$	<b>3.90</b> m	- Larghezza collaborante

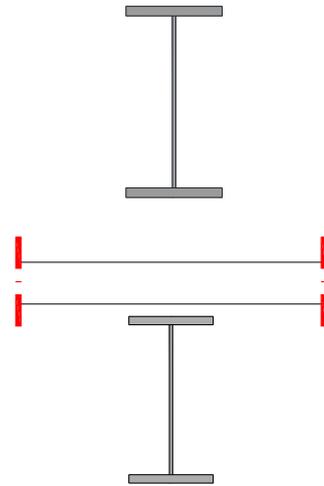
**6.1.1 COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE**

Nella definizione delle caratteristiche resistenti delle strutture miste d'impalcato (travi in acciaio con soletta collaborante) si adotteranno i seguenti coefficienti di omogeneizzazione del calcestruzzo di soletta nelle varie fasi di calcolo:

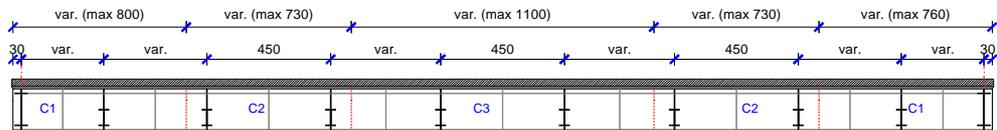
- Modulo elastico normale istantaneo	$E_{c0} =$	33643 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c0}} = 6,2$
- Modulo elastico tangenziale istantaneo	$G_{c0} =$	14018 N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,perm}$	$E_{c,perm} =$	11232 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,perm}^*} = 18,7$
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,perm}$	$G_{c,perm} =$	<b>4680</b> N/mm <sup>2</sup>	
- Modulo elastico normale a tempo $t_{0,rit}$	$E_{c,rit} =$	11777 N/mm <sup>2</sup>	$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{c,rit}^*} = 17,8$
- Modulo elastico tangenziale a tempo $t_{0,rit}$	$G_{c,rit} =$	<b>4907</b> N/mm <sup>2</sup>	

In sede di analisi e verifica delle travi d'impalcato si sono considerate le caratteristiche sezionali associate alle varie fasi di evoluzione della struttura, ovvero:

- sezioni resistenti costituite dalle sole **travi in acciaio** nella fase di costruzione in cui le travi sono soggette al loro peso, al peso delle lastre cassero e del getto in opera di calcestruzzo fluido non collaborante.
- sezioni costituite dalle travi in acciaio più la pertinente fascia di soletta collaborante assunte come sezioni resistenti per le fasi successive al getto ed alla presa della soletta.



### 6.1.2 ABACO DI COMPOSIZIONE DEI CONCI METALLICI

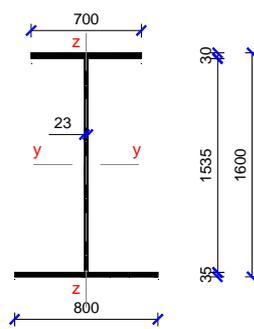


#### TRAVI ESTERNE DI BORDO

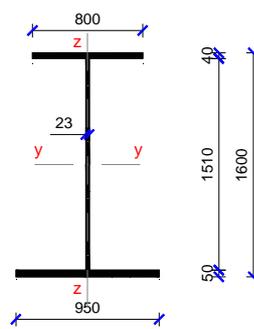
	C1	C2	C3	C2	C1
N. CONCIO	1	2	3	2	1
PIATTAB. SUP. [mm]	700 x 30	800 x 40	800 x 50	800 x 40	700 x 30
ANIMA [mm]	23	23	18	23	23
PIATTAB. INF. [mm]	800 x 35	950 x 50	950 x 60	950 x 50	800 x 35

#### TRAVI INTERNE

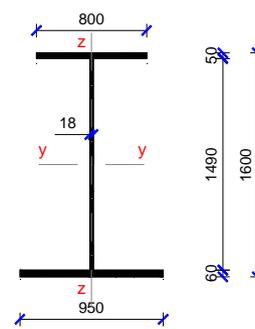
	C1	C2	C3	C2	C1
N. CONCIO	1	2	3	2	1
PIATTAB. SUP. [mm]	700 x 30	800 x 40	800 x 45	800 x 40	700 x 30
ANIMA [mm]	18	18	16	18	18
PIATTAB. INF. [mm]	800 x 35	950 x 50	950 x 60	950 x 50	800 x 35



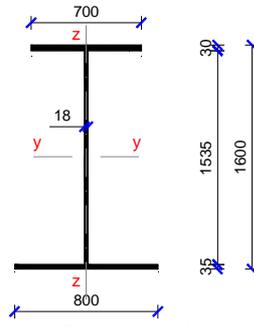
Concio C1e



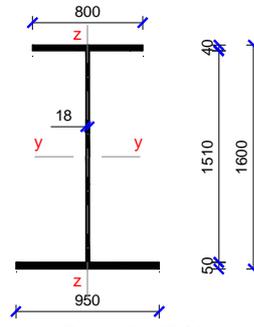
Concio C2e



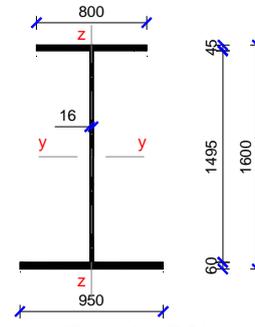
Concio C3e



Concio C1i



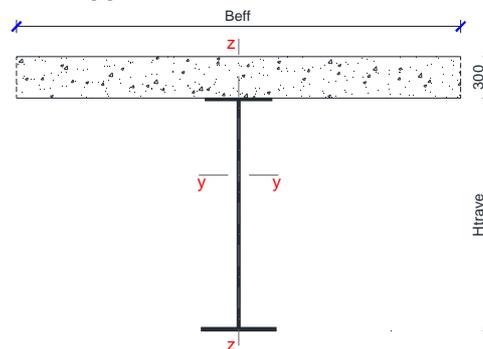
Concio C2i



Concio C3i

### 6.1.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI PRINCIPALI LONGITUDINALI

Nella sezione che segue si riportano in forma tabulare le principali caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti delle travi principali sia con riferimento alla sola sezione metallica (Fase I – n=0) sia con riferimento alla sezione accoppiata acciaio-clc (Fasi II – III e IV). In particolare saranno riportati i valori di: area della sezione (**A**); posizione del baricentro rispetto la fibra inferiore (**g<sub>z</sub>**); momento principale di inerzia rispetto l'asse orizzontale y-y (**I<sub>yy</sub>**); modulo di resistenza a flessione rispettivamente per le fibre inferiori della trave metallica (**W<sub>y,feinf</sub>**), per le fibre superiori della trave metallica (**W<sub>y,fesup</sub>**), per le fibre di intradosso del getto di soletta in opera (**W<sub>y,sol1</sub>**), per le fibre di estradosso della soletta gettata in opera (**W<sub>y,sol2</sub>**); costante torsionale (**I<sub>t</sub>**). Si precisa che la costante torsionale primaria sintetizzata alle tabelle seguenti si riferisce alla sezione aperta delle travi singolarmente prese, laddove in progetto si prevede, in realtà, di attrezzare l'impalcato con diagonal di controvento inferiori utili a realizzare una sezione torsio-rigida equivalente. La costante torsionale reale e riferita alla sezione irrigidita torsionalmente tramite le diagonal inferiori sarà poi considerata nelle verifiche di dettaglio delle sezioni principali soggette a torsione.



#### **Concio C1 trave esterna (armatura 1+1φ20/10, B<sub>eff</sub> = 275 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	843	73,7	3668434	49775	42508			2396
II	1398	115,2	7366306	63944	164426	2711613	1793619	49064
III	1417	116,1	7442158	64101	169525	2659192	1748270	51341
IV	2162	137,8	9415738	68329	424132	2083483	1084026	142251

#### **Concio C1 trave interna (armatura 1+1φ20/20, B<sub>eff</sub> = 390 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	766	73,0	3514077	48138	40392			2072
II	1431	122,1	7522705	61611	198488	3204432	2012512	68256
III	1458	123,1	7608401	61807	206190	3162186	1968908	71485
IV	2514	146,6	9581668	65359	715050	3081939	1316952	200412

#### **Concio C2 trave esterna (armatura 1+1φ20/10, B<sub>eff</sub> = 275 cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I								
II								
III								
IV								

I	1142	69,8	5341847	76531	59222			6277
II	1697	105,3	9776087	92840	178722	3011743	2108568	52946
III	1716	106,1	9877356	93095	183253	2940121	2050213	55223
IV	2461	128,2	12678999	98900	398711	2093041	1240078	146133

**Concio C2 trave interna (armatura 1+1 $\phi$ 20/20,  $B_{eff} = 390$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1067	69,0	5189093	75204	57023			5959
II	1732	111,1	10148244	91343	207531	3456688	2345762	72143
III	1758	112,1	10269931	91614	214404	3397270	2291776	75372
IV	2814	137,2	13281825	96806	582536	2877729	1512383	204299

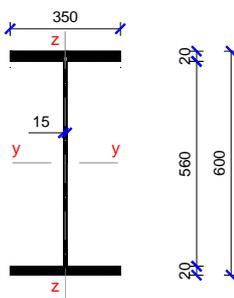
**Concio C3 trave esterna (armatura 1+1 $\phi$ 22/10,  $B_{eff} = 275$  cm)**

Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1238	69,7	6149422	88227	68100			10463
II	1830	104,8	10901258	104020	197487	3330940	2337770	57131
III	1848	105,5	11003994	104303	201908	3242995	2268222	59408
IV	2593	126,6	13910097	109874	416470	2203020	1327202	150318

**Concio C3 trave interna (armatura 1+1 $\phi$ 22/20,  $B_{eff} = 390$  cm)**

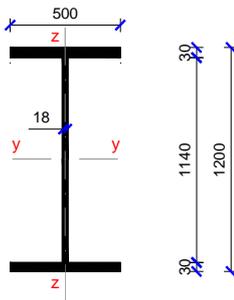
Fase	Area (cm <sup>2</sup> )	g <sub>z</sub> (cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y,feinf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,fesup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol1</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y,sol2</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
I	1169	66,6	5792349	86972	62017			9474
II	1860	108,1	11273116	104284	217208	3640886	2512602	75658
III	1886	109,1	11405474	104541	224076	3573982	2453071	78888
IV	2942	134,2	14767035	110038	572366	2897682	1594227	207814

**Traversi intermedi, H = 600 mm**



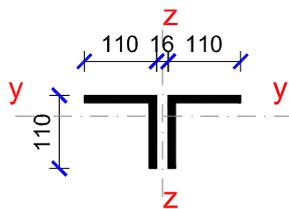
Area, A =	224 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	84 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	139739 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza alla fibra estrema, W =	4658 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, W <sub>w</sub> =	4991 cm <sup>3</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	14307 cm <sup>4</sup>
Costante torsionale primaria, I <sub>t</sub> =	250 cm <sup>4</sup>

**Traversi di testata, H = 1200 mm**



Area, A =	505,2 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	205,2 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	1249132 cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza alla fibra estrema, W =	20819 cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza all'attacco d'anima, W <sub>w</sub> =	21915 cm <sup>3</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	62555 cm <sup>4</sup>
Costante torsionale primaria, I <sub>t</sub> =	1122 cm <sup>4</sup>

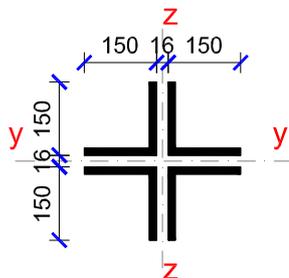
**Diagonali di controvento superiori, 2L 110x110x12 mm**



Area, A =	50,28 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	23,52 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto all'asse y, I <sub>yy</sub> =	558,2 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse y, i <sub>y</sub> =	3,33 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse z, I <sub>zz</sub> =	1341 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse z, i <sub>z</sub> =	5,16 cm

Sezione moderatamente snella in classe 3

**Diagonali di controvento inferiori, 4L 150x150x18 mm**



Area, A =	204,2 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	9,04 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto gli assi y e z, I =	4822 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto gli assi y e z, i =	6,87 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse inclinato, I <sub>w</sub> =	435 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse inclinato, i <sub>v</sub> =	2,92 cm

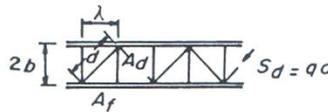
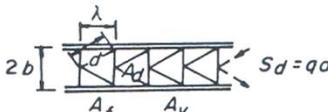
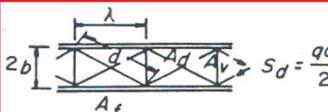
Sezione compatta in classe 2

## 7. ANALISI GLOBALE DI IMPALCATO

### 7.1 MODELLAZIONE A ELEMENTI FINITI

Le analisi globali dell'impalcato sono state condotte mediante il codice di calcolo automatico SAP2000, che implementa il metodo degli Elementi Finiti, utilizzando un modello strutturale a graticcio che riproduce le caratteristiche elastiche e geometriche dell'opera.

Gli elementi che concorrono a formare il graticcio d'impalcato sono le travi longitudinali principali e i diaframmi trasversali. Il contributo resistente della soletta, in senso longitudinale al viadotto, è stato considerato nella definizione delle caratteristiche sezionali omogeneizzando le fasce del getto in opera collaborante alle travi in acciaio (v. precedente capitolo). L'inerzia torsionale primaria delle travi principali d'impalcato è stata definita considerando lo spessore equivalente ai controventi orizzontali secondo le indicazioni di letteratura per la disposizione delle diagonali di controvento adottata in progetto e schematicamente evidenziata nella figura seguente.

Type of lateral bracing	Equivalent thickness $t_r$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{d^3/A_d + 2\lambda^3/(3A_f)}$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{2d^3/A_d + 4b^3/A_v + \lambda^3/(6A_f)}$
	$\frac{E}{G} \frac{2\lambda b}{d^3/(2A_d) + \lambda^3/(6A_f)}$

Definizione dello spessore equivalente alle diagonali di controvento

I vincoli sono stati definiti rigidi verticalmente e elastici e cedevoli nelle due direzioni orizzontali in modo del tutto analogo al comportamento degli apparecchi isolatori previsti in progetto. La rigidezza orizzontale degli appoggi è stata inserita con pari valore di rigidezza degli appoggi selezionati.

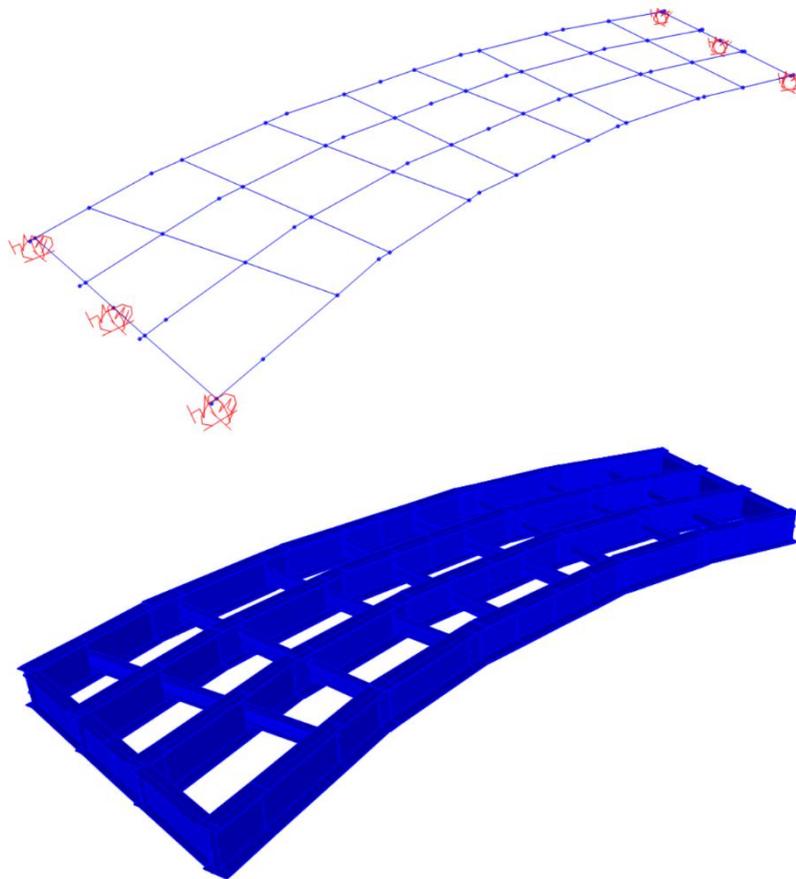
Per tenere conto delle fasi costruttive dell'opera, sono stati utilizzati differenti modelli spaziali, introducendo per ciascuno il valore corretto del contributo della soletta collaborante:

- **Fase 1:** montaggio delle strutture metalliche di impalcato. Le sezioni resistenti sono rappresentate dagli elementi metallici (travi e traversi); i carichi agenti sono il peso proprio delle strutture metalliche di impalcato e il peso del getto della soletta e delle lastre predalles. Il coefficiente di omogeneizzazione  $n$  è pari a 0 (collaborazione non attiva).
- **Fase 2:** maturazione del getto della soletta e attivazione della collaborazione. Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta

collaborante e traversi metallici; i carichi sono riferiti alle finiture permanentemente presenti (cordoli, pavimentazione, barriere, ecc). Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo per i carichi a lungo termine è pari a  $n = 18,7$ .

- **Fase 3:** fenomeni di ritiro e viscosità della soletta. Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta collaborante e traversi metallici; i carichi sono riferiti ai fenomeni di ritiro in soletta. Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo è pari a  $n = 17,8$ .
- **Fase 4:** carichi istantanei variabili (carichi da traffico, vento, variazioni termiche). Le sezioni resistenti sono rappresentate dalle travi principali longitudinali con soletta collaborante e traversi metallici. Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo è pari a  $n = 6,2$ .

Si riportano viste della modellazione sviluppata.

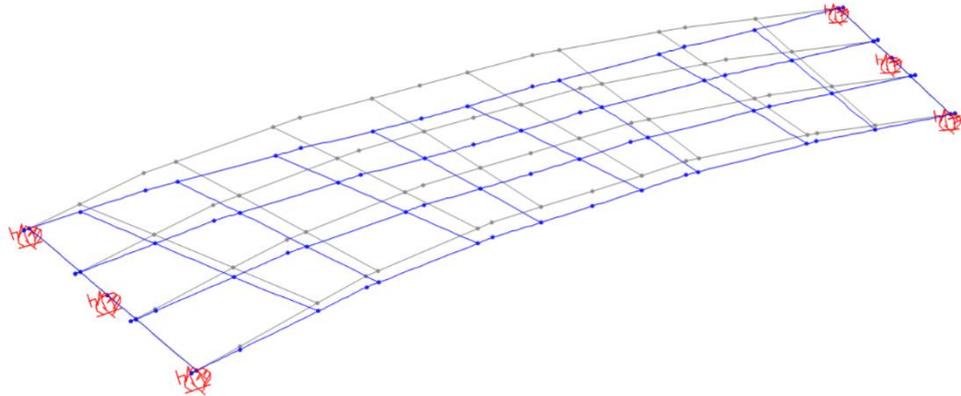


Viste tridimensionali della modellazione a elementi finiti

La modellazione consta di 72 punti nodali, 98 elementi trave a due nodi, 2x6 elementi elastici (molle) che simulano gli apparecchi di appoggio simulatori, per un totale di 426 gradi di libertà

## 7.2DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE E CONFIGURAZIONI DEFORMATE

### Peso proprio strutture di impalcato



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 137,1$  mm

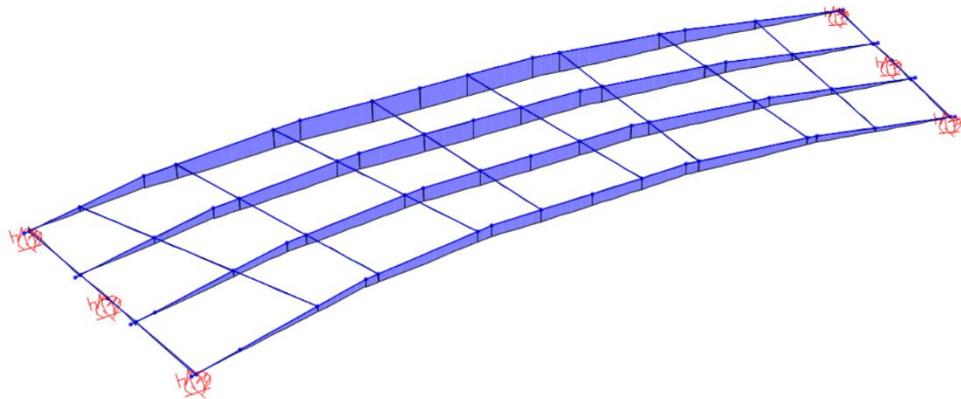


Diagramma del momento flettente My

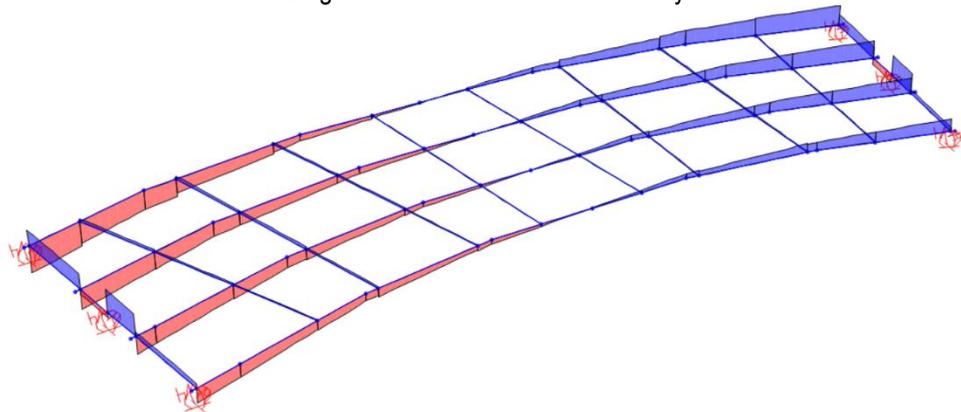
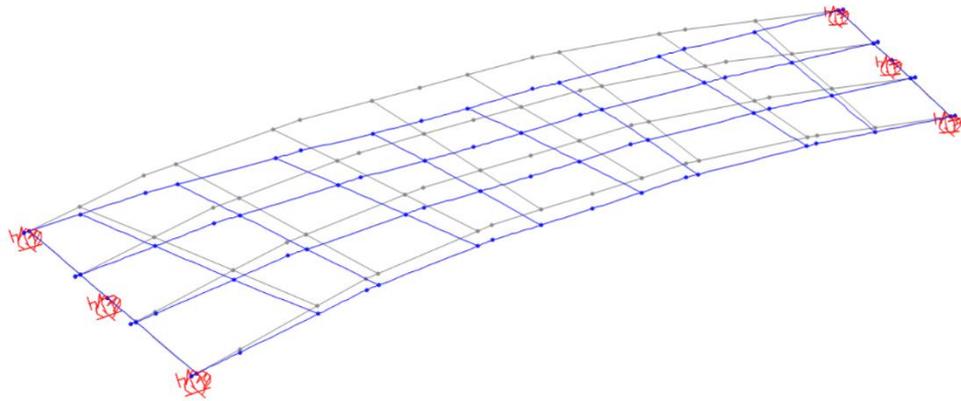


Diagramma dell'azione di taglio Vz

**Sovraccarichi permanenti non strutturali**



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 24,0$  mm

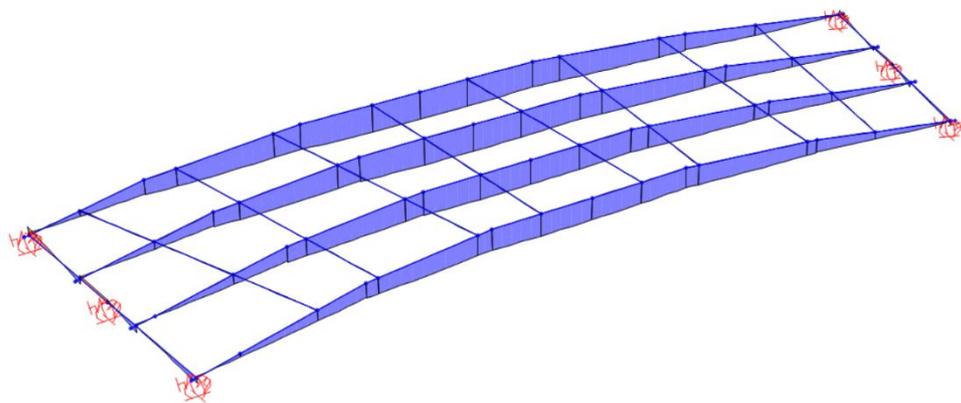


Diagramma del momento flettente  $M_y$

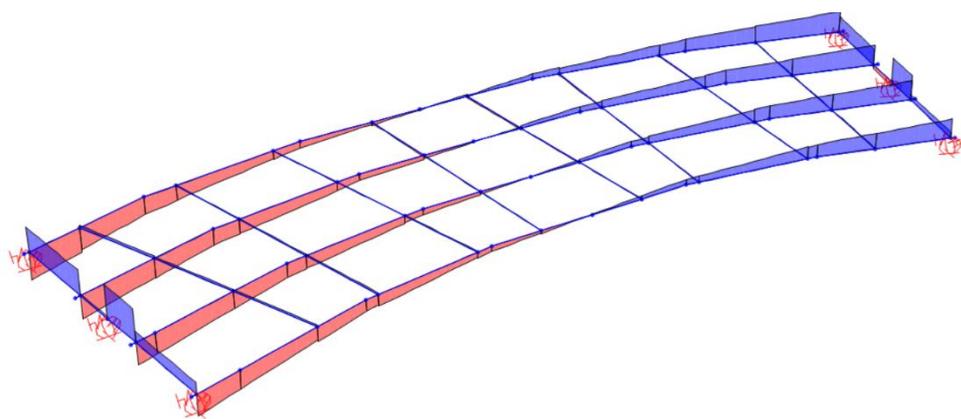
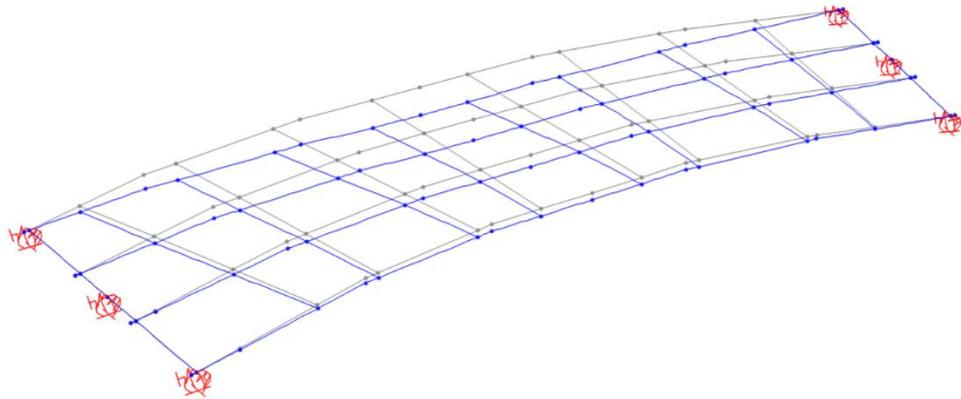
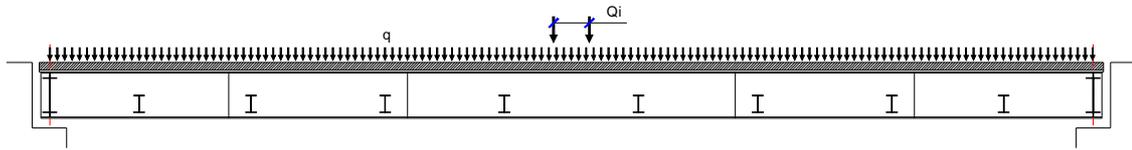


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 1A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 24,9$  mm

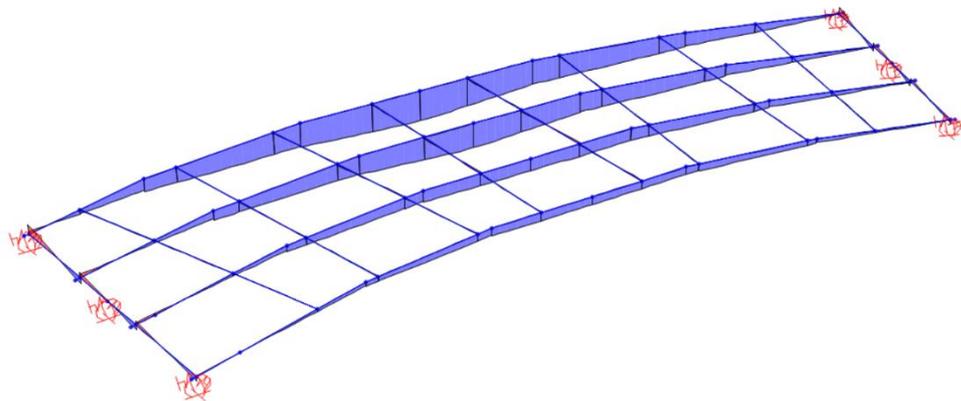


Diagramma del momento flettente  $M_y$

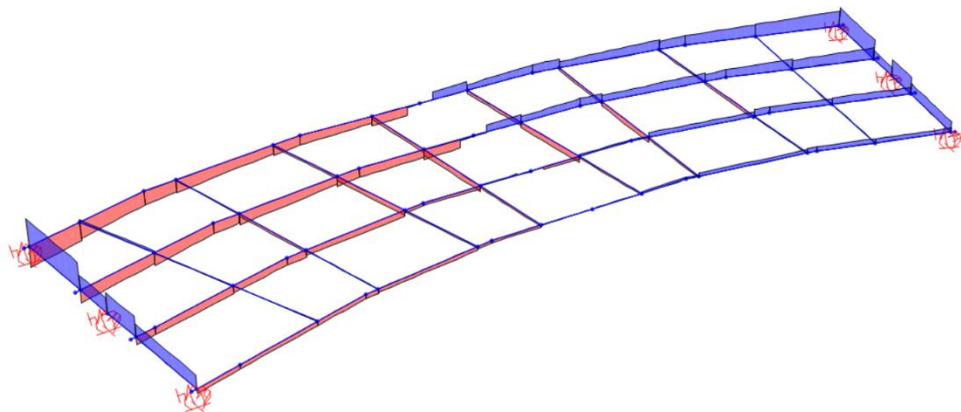
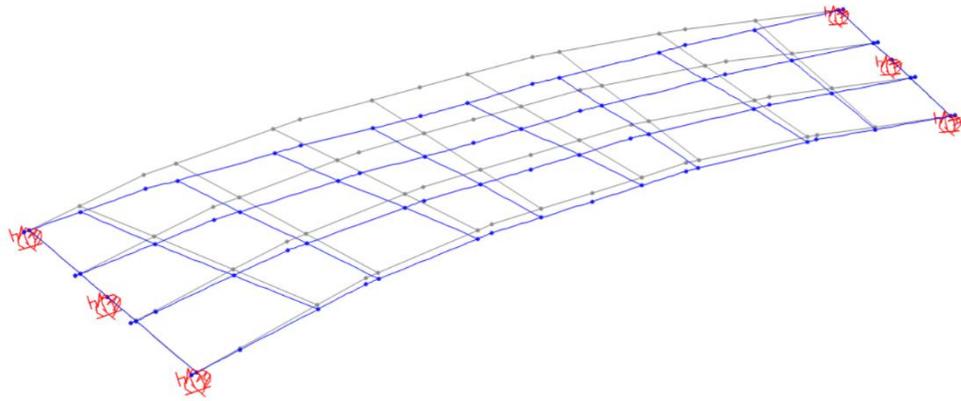
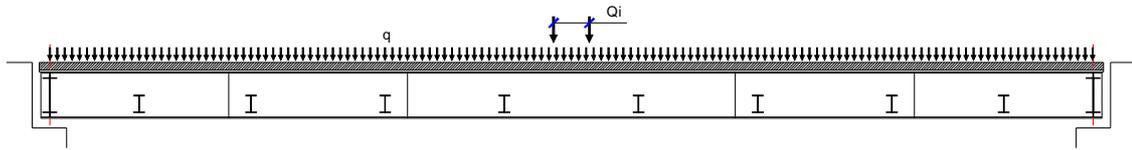


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 1B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 31,9$  mm

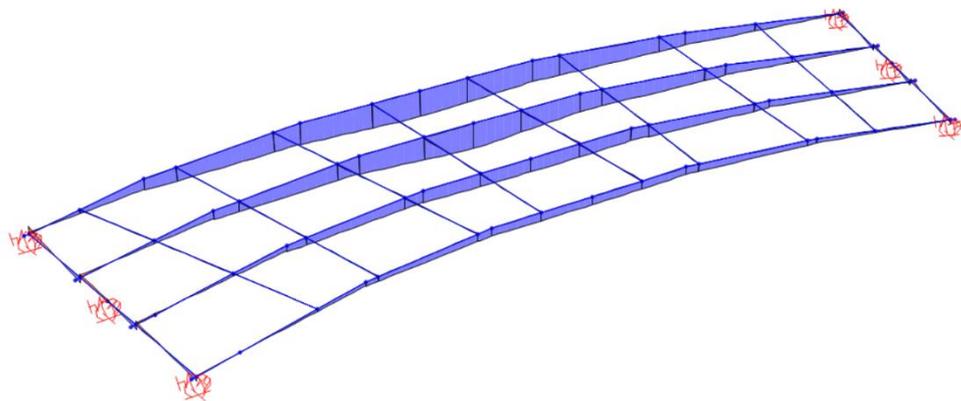


Diagramma del momento flettente  $M_y$

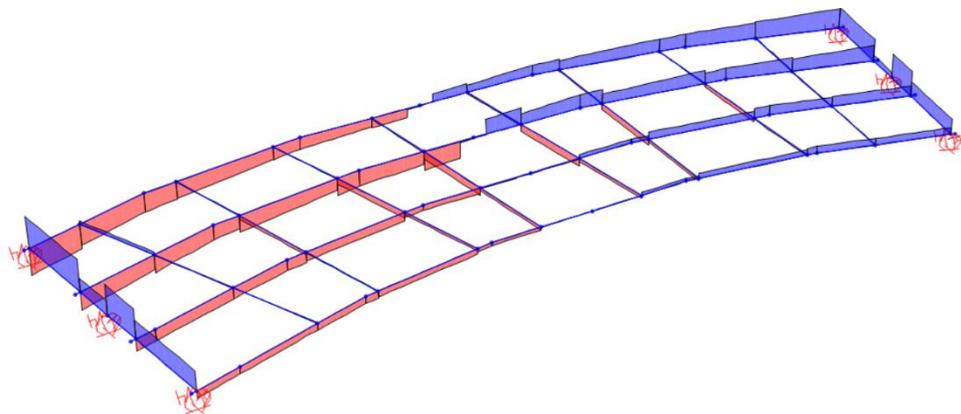
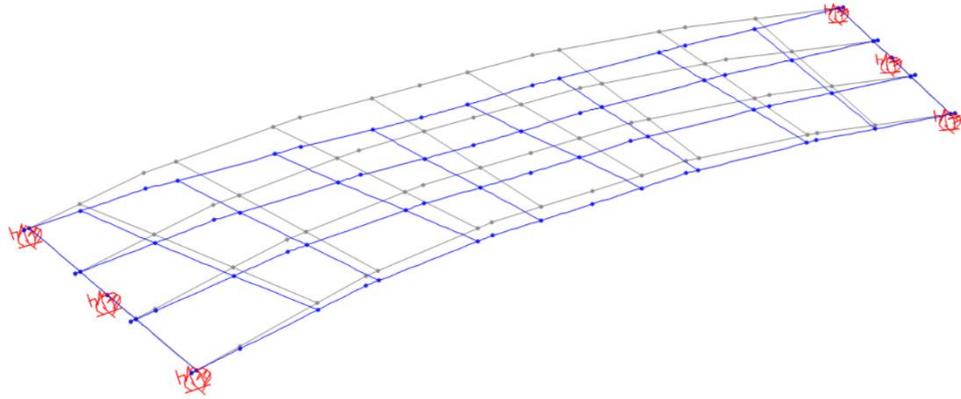
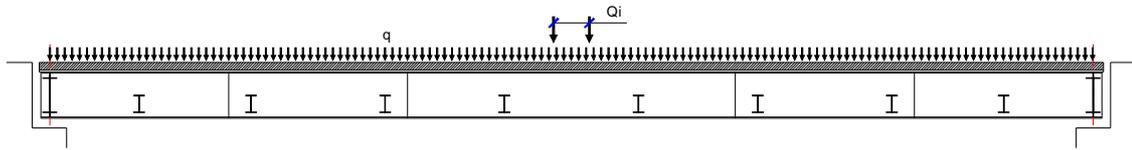


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 1C



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 35,7$  mm

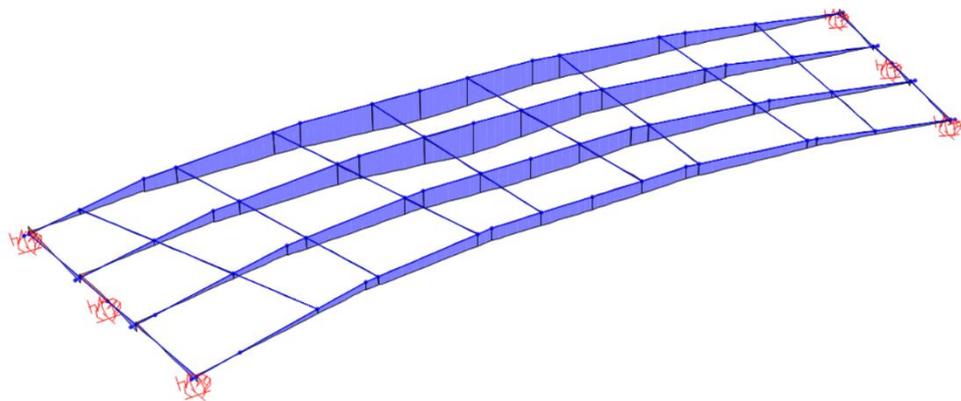


Diagramma del momento flettente  $M_y$

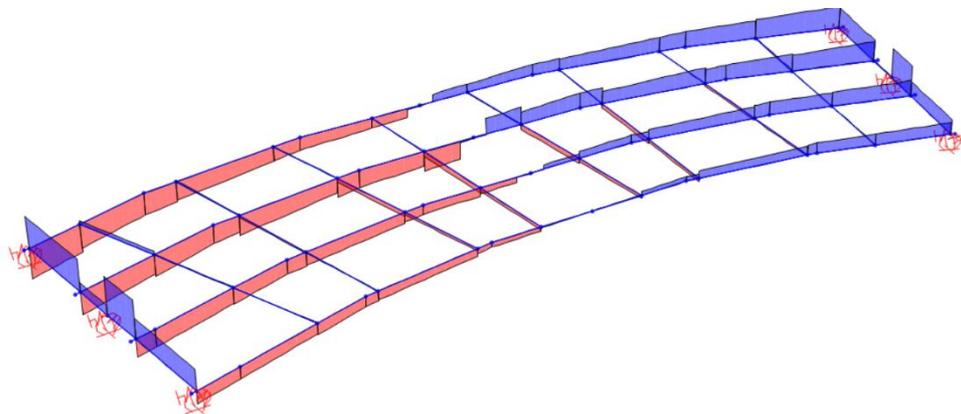
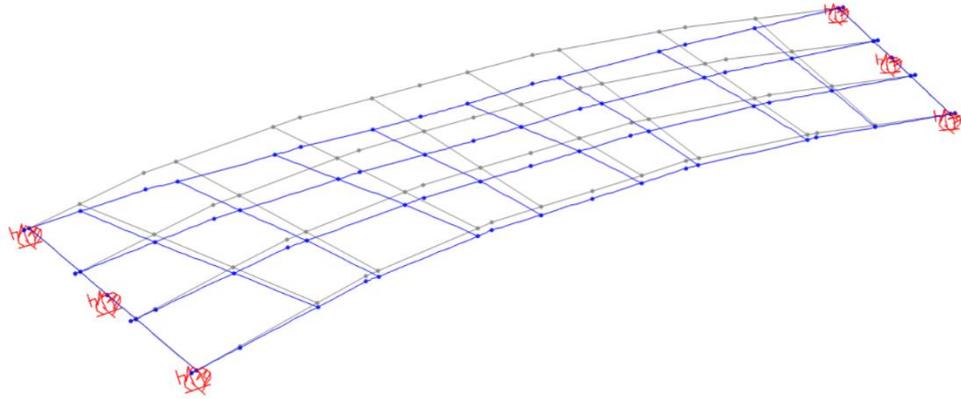
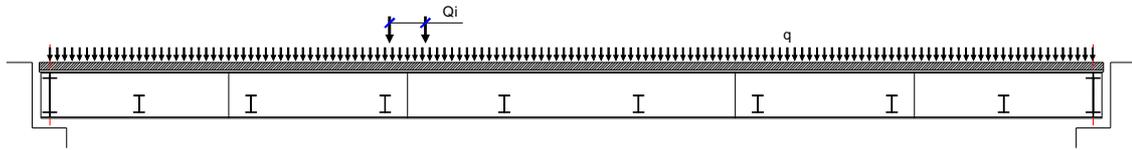


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 2A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 23,4$  mm

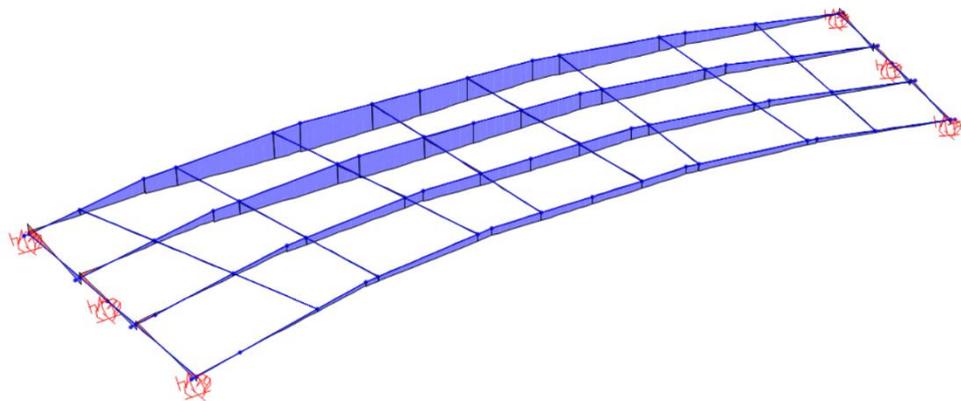


Diagramma del momento flettente  $M_y$

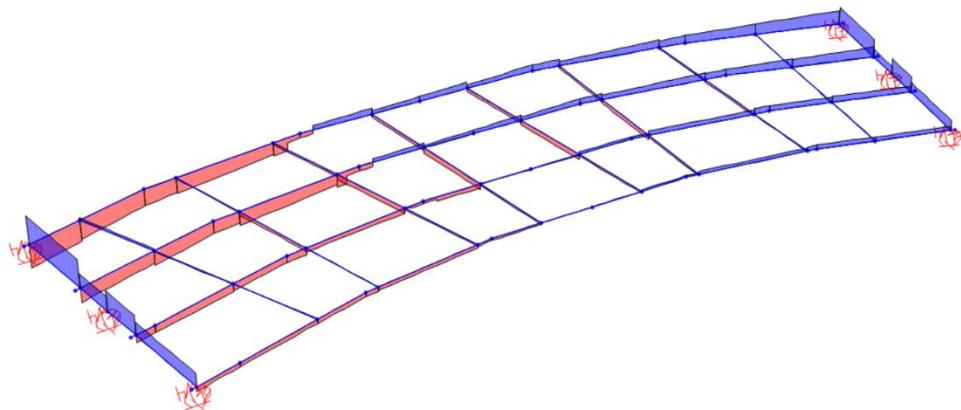
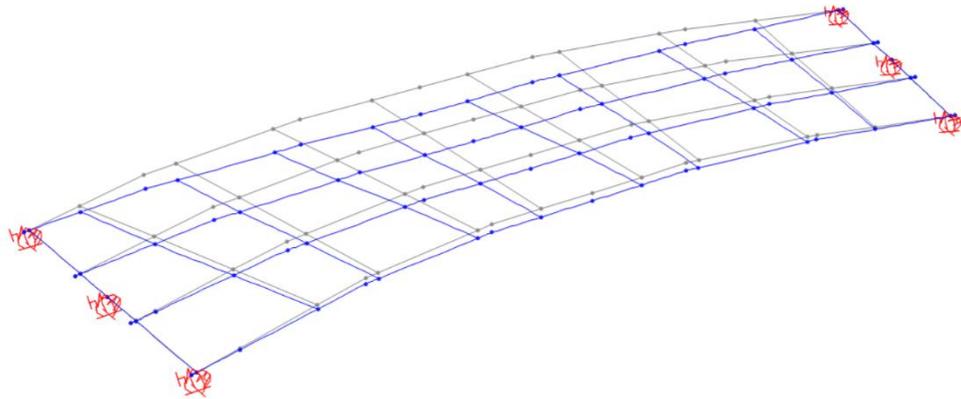
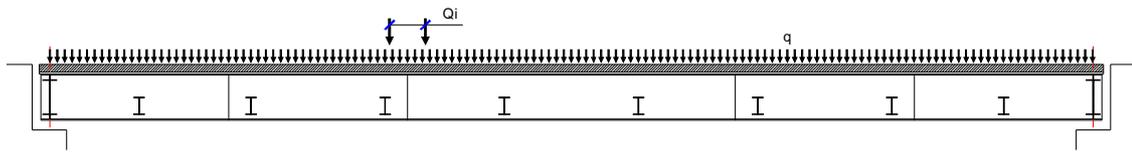


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 2B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 30,0$  mm

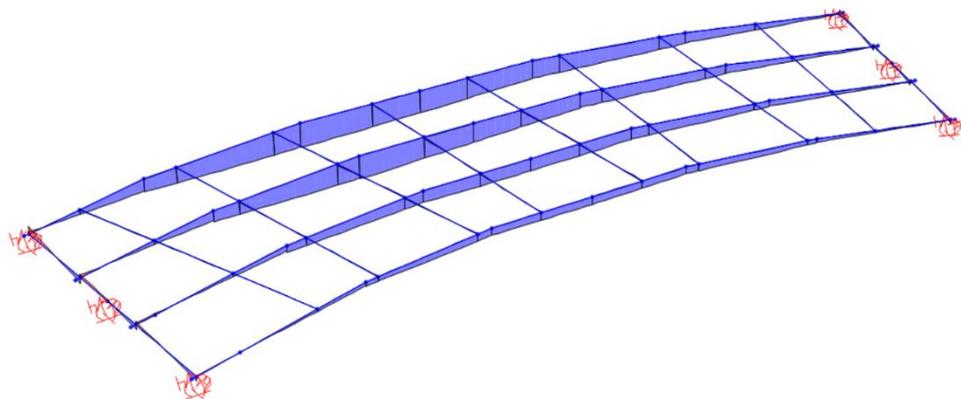


Diagramma del momento flettente  $M_y$

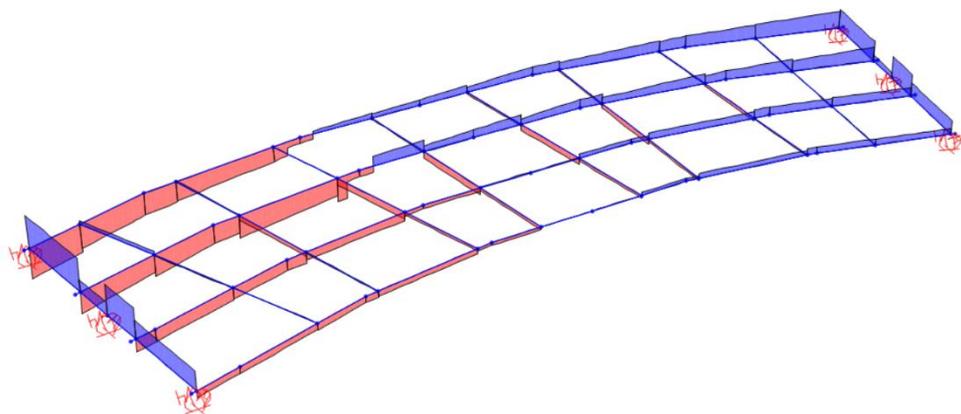
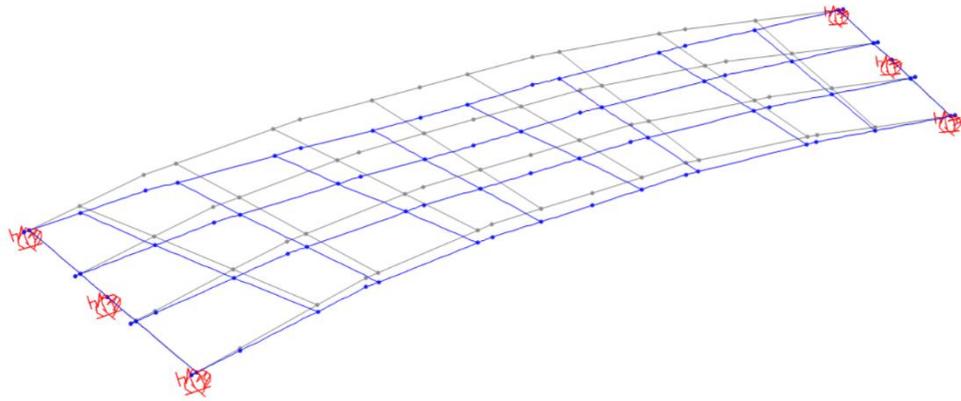
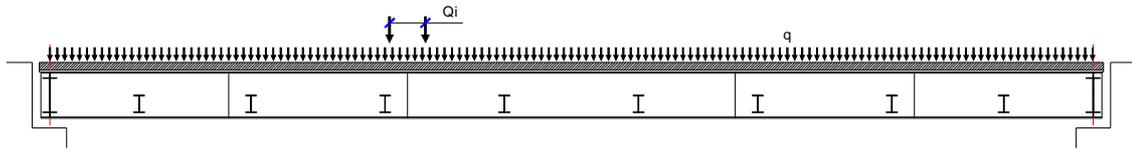


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

**Carichi mobili – disposizione 2C**



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 33,6$  mm

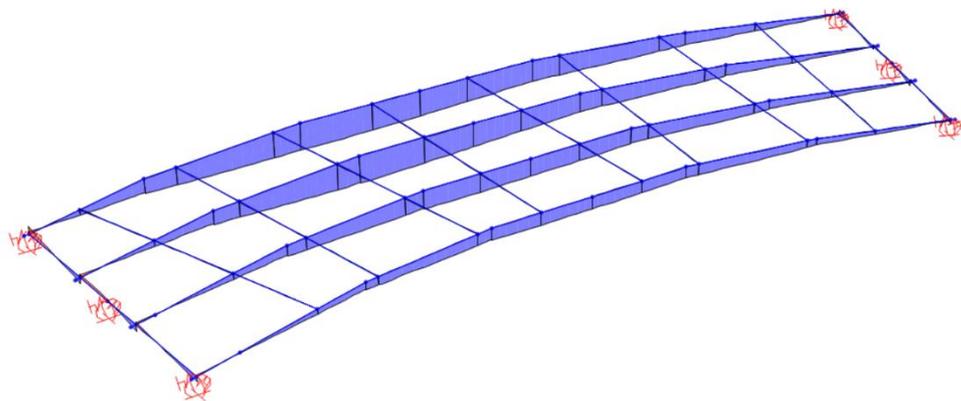


Diagramma del momento flettente  $M_y$

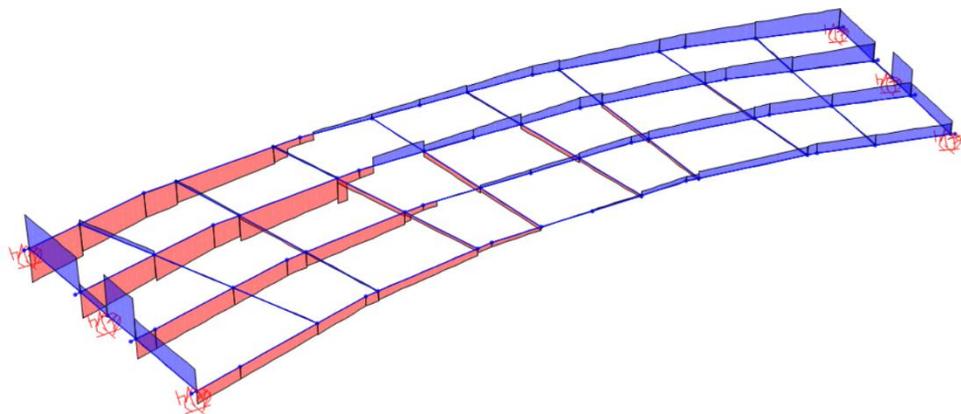
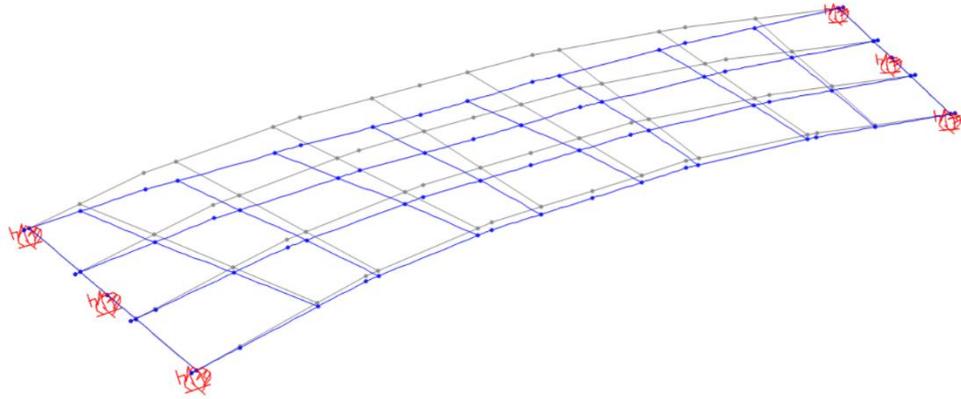
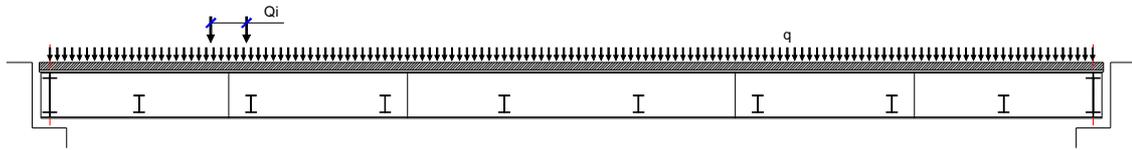


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 3A



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 18,5$  mm

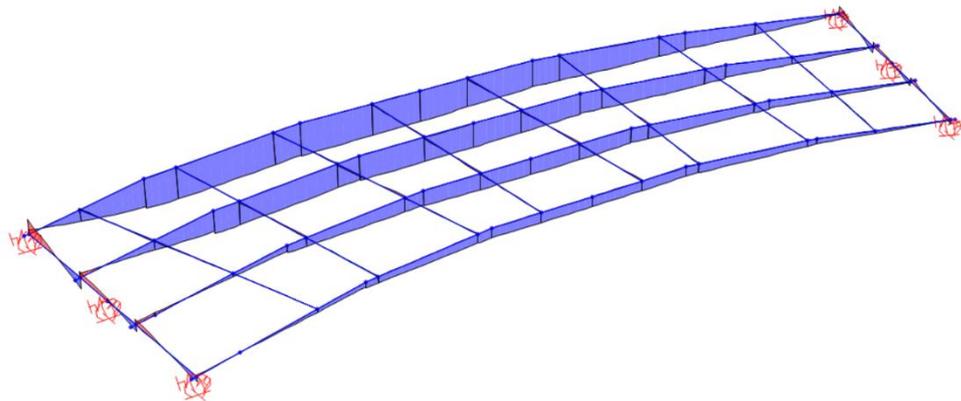


Diagramma del momento flettente  $M_y$

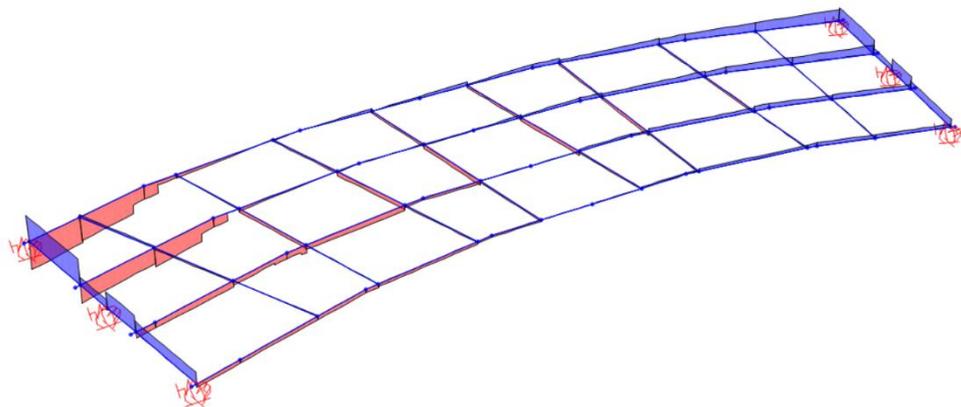
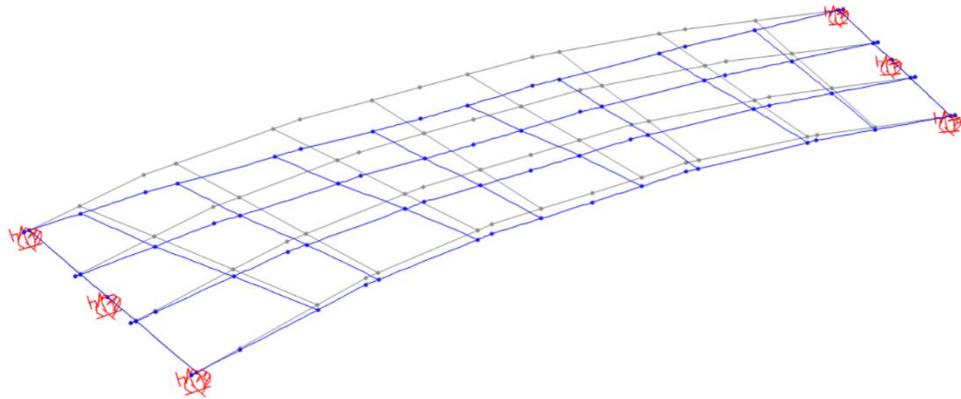
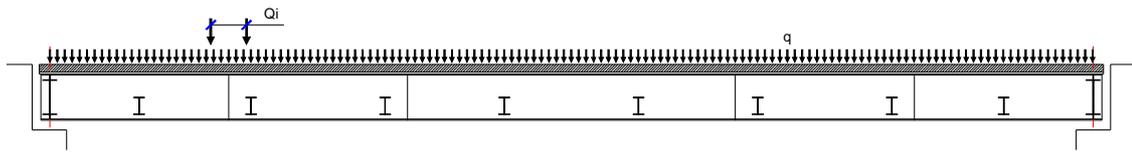


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 3B



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 23,1$  mm

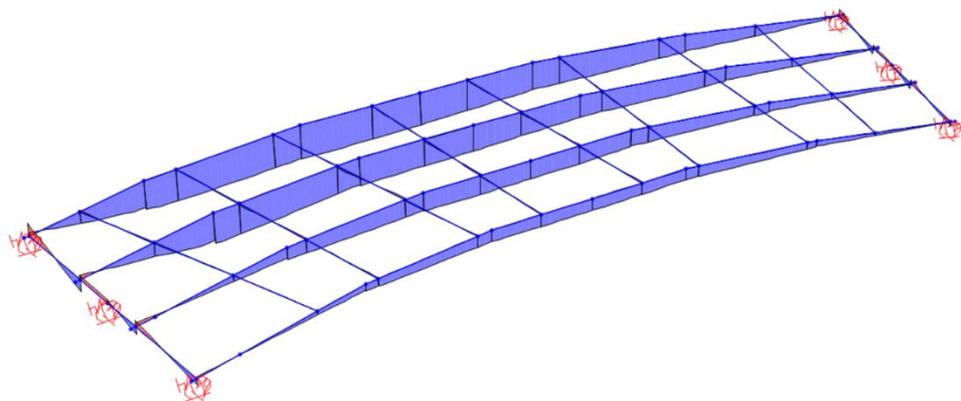


Diagramma del momento flettente  $M_y$

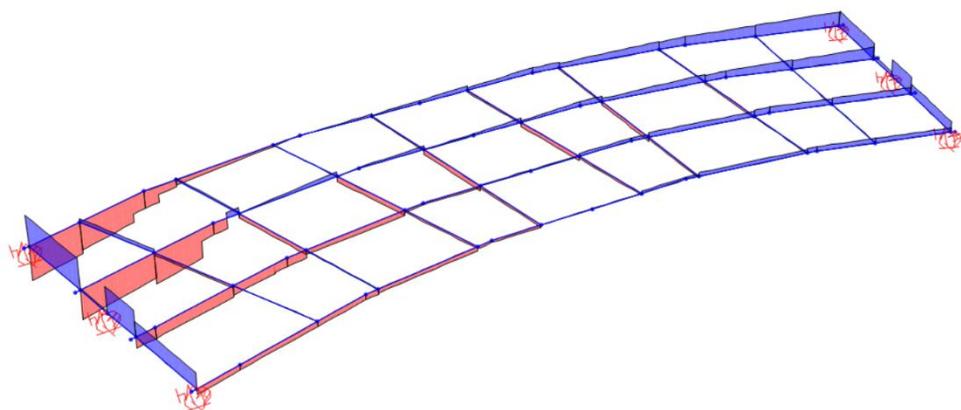
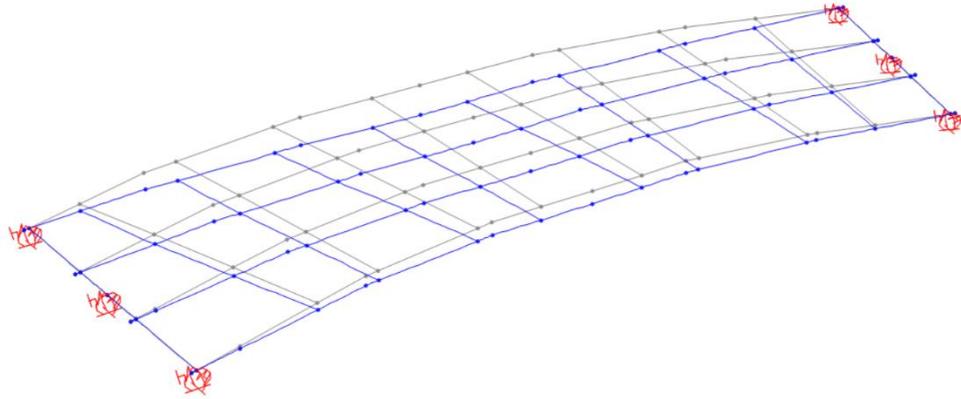
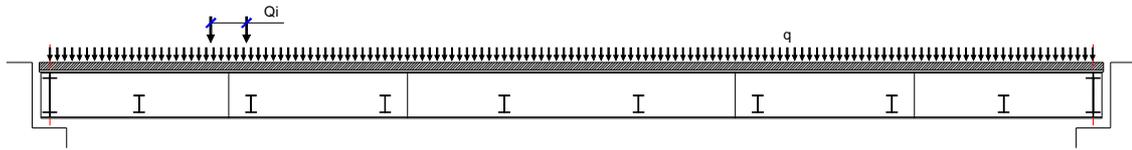


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

### Carichi mobili – disposizione 3C



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 26,2$  mm

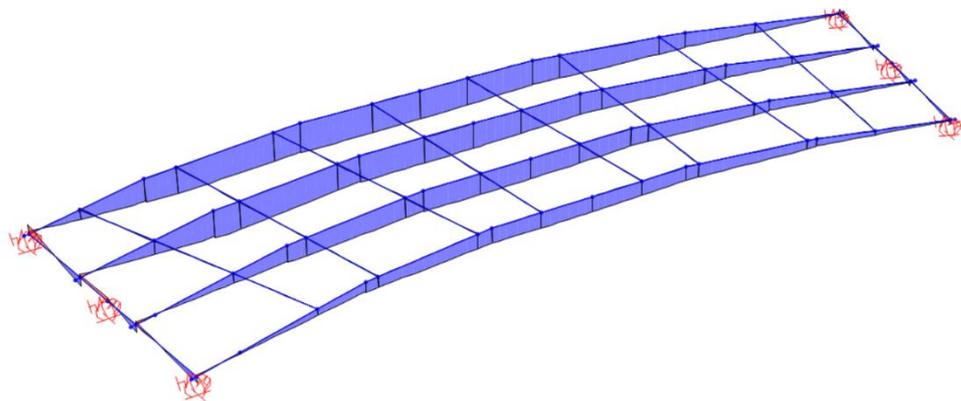


Diagramma del momento flettente  $M_y$

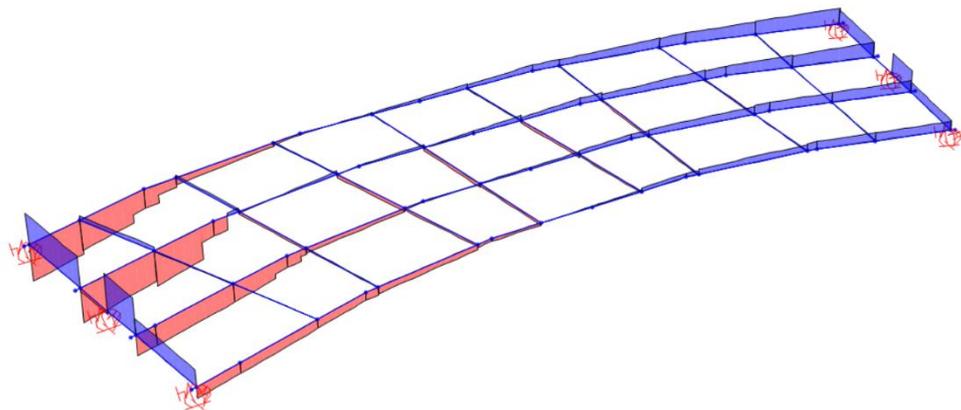
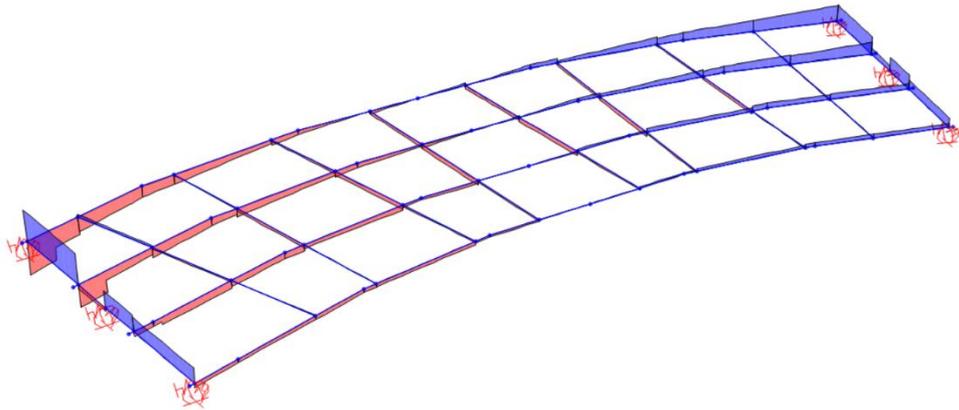
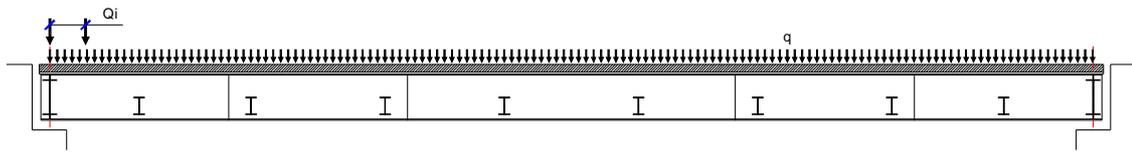
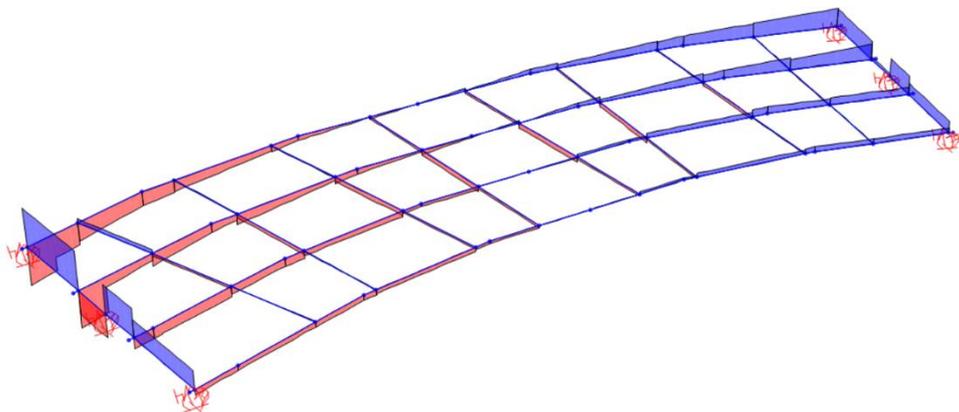


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

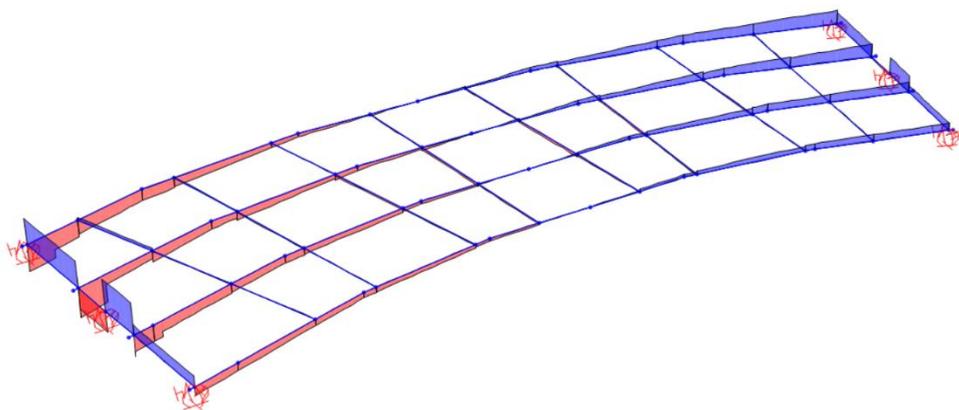
### Carichi mobili – disposizione 4



Disposizione 4A - Diagramma dell'azione di taglio Vz

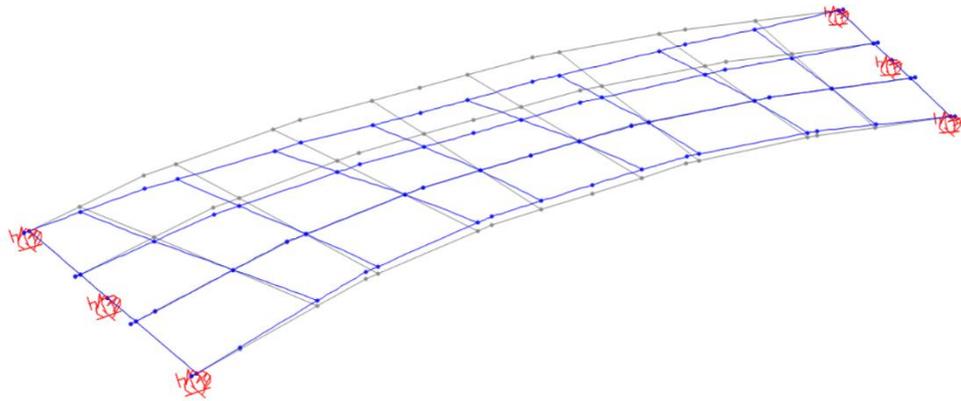


Disposizione 4B - Diagramma dell'azione di taglio Vz



Disposizione 4C - Diagramma dell'azione di taglio Vz

**Vento trasversale sull’impalcato – componente del momento trasversale  $M_t$**



Deformata sotto carico,  $\delta_{zmax} = 1,1$  mm

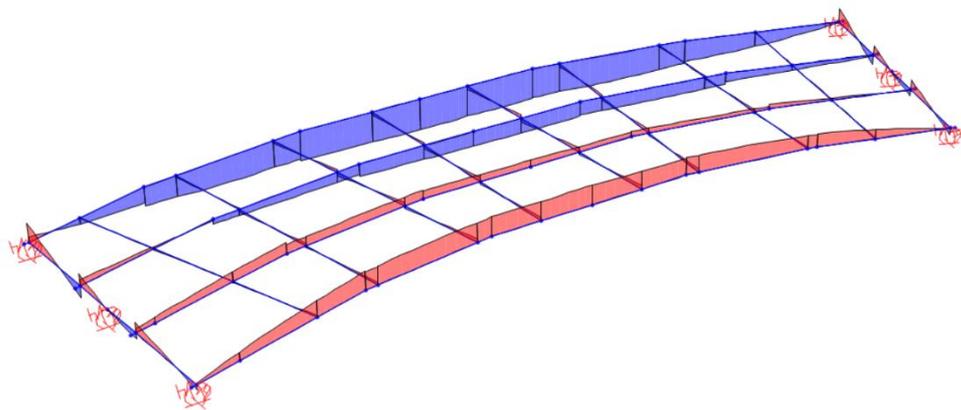


Diagramma del momento flettente  $M_y$

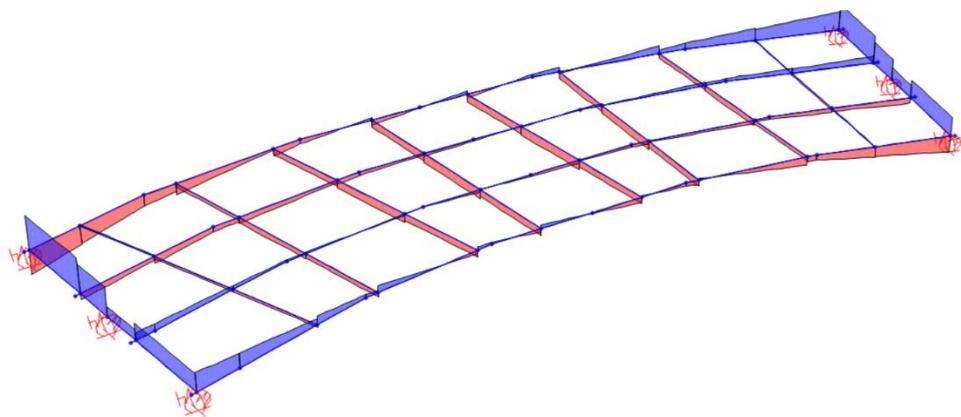


Diagramma dell'azione di taglio  $V_z$

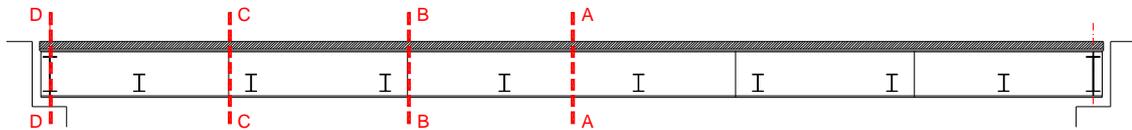
### 7.3 SINTESI TABULARE DELLE SOLLECITAZIONI

Nella presente sezione si riportano in forma tabulare le caratteristiche di sollecitazione in termini di momento flettente e taglio nel piano verticale delle travi di impalcato indagate, per effetto delle condizioni di carico precedentemente illustrate.

La convenzione di segno utilizzata è la seguente:

- **N** azione assiale, positiva di compressione
- **$M_y$**  azione flettente nel piano verticale dell'elemento, positivo se tende le fibre di intradosso
- **$V_z$**  azione di taglio lungo l'asse verticale dell'elemento
- **T** momento torcente

In particolare saranno esposti i valori di sollecitazione nelle principali sezioni di verifica delle travi principali longitudinali come dallo schema seguente.



### 7.3.1 TRAVE PRINCIPALE DI BORDO LATO ESTERNO CURVA

#### **Sezione A – A di mezzeria**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		8964	325	34
Sovraccarichi permanenti		3005	205	10
Ritiro	3897	2865		
Carichi mobili accidentali (max My)		6350	357	17
Vento trasversale		151	13	1
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	2035		

#### **Sezione B – B in asse giunto tra i conci 2 e 3 (lato concio 3)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		8410	924	217
Sovraccarichi permanenti		2827	286	75
Ritiro	3897	2865		
Carichi mobili accidentali (max My)		6045	367	274
Vento trasversale		148	28	5
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	2035		

#### **Sezione C – C in asse giunto tra i conci 1 e 2 (lato concio 2)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		5326	1325	575
Sovraccarichi permanenti		1865	562	190
Ritiro	3897	2841		
Carichi mobili accidentali (max My)		3935	1076	471
Vento trasversale		96	69	11
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	1973		

#### **Sezione D – D su spalla**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-476	1642	991
Sovraccarichi permanenti		-229	790	365
Ritiro	3897	2179		
Carichi mobili accidentali (max Vz)		-346	1197	726
Carichi mobili accidentali (max T)		-409	1413	663
Vento trasversale		-23	80	24
Variazione termica in soletta (+10°)	-3884	-1258		

### 7.3.2 TRAVE PRINCIPALE INTERMEDIA LATO ESTERNO CURVA

#### **Sezione A – A di mezzeria**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		7355	310	22
Sovraccarichi permanenti		2830	225	10
Ritiro	3897	2724		
Carichi mobili accidentali (max My)		6322	392	18
Vento trasversale		69	10	1
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	1740		

#### **Sezione B – B in asse giunto tra i conci 2 e 3 (lato concio 3)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		6880	361	207
Sovraccarichi permanenti		2650	180	80
Ritiro	3897	2724		
Carichi mobili accidentali (max My)		5969	420	165
Vento trasversale		70	45	4
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	1740		

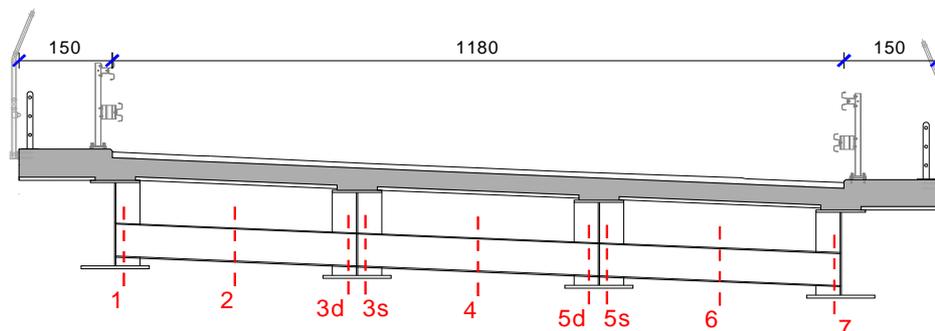
#### **Sezione C – C in asse giunto tra i conci 1 e 2 (lato concio 2)**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		4471	580	505
Sovraccarichi permanenti		1725	325	195
Ritiro	3897	2607		
Carichi mobili accidentali (max My)		3561	1411	444
Vento trasversale		52	81	5
Variazione termica in soletta (+10°)	3884	1623		

#### **Sezione D – D su spalla**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-348	1255	770
Sovraccarichi permanenti		-205	730	295
Ritiro	3897	2233		
Carichi mobili accidentali (max Vz)		40	609	907
Carichi mobili accidentali (max T)		-484	1748	407
Vento trasversale		-27	97	10
Variazione termica in soletta (+10°)	-3884	-1297		

### 7.3.3 TRAVERSI INTERMEDI DI ACCOPPIAMENTO



#### **Sezione 1 – 1**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		185	0	80
Sovraccarichi permanenti		58	0	33
Carichi mobili accidentali		168	0	81
Vento trasversale	-91	3	0	8

#### **Sezione 2 – 2**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-98	0	26
Sovraccarichi permanenti		-14	0	33
Carichi mobili accidentali		-7	0	81
Vento trasversale	-91	-1	0	8

#### **Sezione 3d – 3d**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-205	0	89
Sovraccarichi permanenti		-69	0	33
Carichi mobili accidentali		-145	0	81
Vento trasversale	-91	-16	0	8

#### **Sezione 3s – 3s**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		166	0	58
Sovraccarichi permanenti		53	0	26
Carichi mobili accidentali		283	0	155
Vento trasversale	-80	16	0	9

#### **Sezione 4 – 4**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)

Peso proprio impalcato		-67	0	63
Sovraccarichi permanenti		-15	0	26
Carichi mobili accidentali		-32	0	155
Vento trasversale	-80	-2	0	9

### **Sezione 5d – 5d**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-159	0	67
Sovraccarichi permanenti		-48	0	26
Carichi mobili accidentali		-320	0	155
Vento trasversale	-80	-20	0	9

### **Sezione 5s – 5s**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		134	0	33
Sovraccarichi permanenti		64	0	23
Carichi mobili accidentali		103	0	66
Vento trasversale	-55	10	0	7

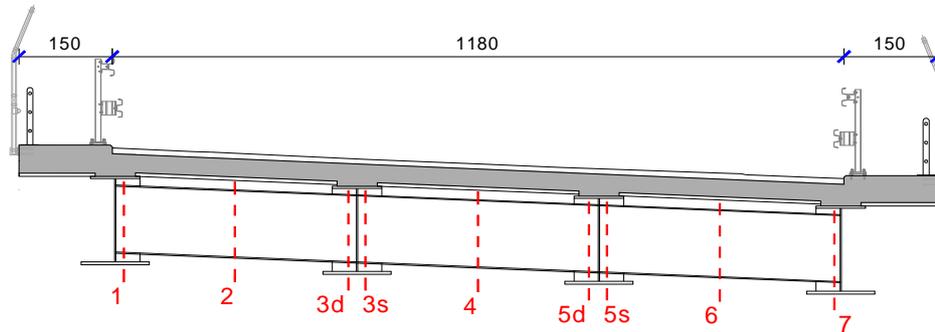
### **Sezione 6 – 6**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		85	0	38
Sovraccarichi permanenti		20	0	23
Carichi mobili accidentali		-43	0	66
Vento trasversale	-55	-4	0	7

### **Sezione 7 – 7**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-84	0	42
Sovraccarichi permanenti		-25	0	23
Carichi mobili accidentali		-159	0	66
Vento trasversale	-55	-17	0	7

### 7.3.4 TRAVERSI DI TESTATA AGLI APPOGGI



#### **Sezione 1 – 1**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		927	0	655
Sovraccarichi permanenti		465	0	325
Carichi mobili accidentali		1150	0	650
Vento trasversale	-45	55	0	35

#### **Sezione 2 – 2**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-380	0	665
Sovraccarichi permanenti		-180	0	325
Carichi mobili accidentali		-230	0	255
Vento trasversale	-45	-20	0	35

#### **Sezione 3d – 3d**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-1710	0	675
Sovraccarichi permanenti		-825	0	325
Carichi mobili accidentali		-1475	0	315
Vento trasversale	-45	-85	0	35

#### **Sezione 3s – 3s**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		1275	0	955
Sovraccarichi permanenti		595	0	420
Carichi mobili accidentali		1135	0	745
Vento trasversale	-135	30	0	15

#### **Sezione 4 – 4**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-675	0	965
Sovraccarichi permanenti		-250	0	380
Carichi mobili accidentali		-95	0	685
Vento trasversale	-135	6	0	30

#### **Sezione 5d – 5d**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		-375	0	240
Sovraccarichi permanenti		-295	0	60
Carichi mobili accidentali		-730	0	400
Vento trasversale	-135	-50	0	30

#### **Sezione 5s – 5s**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		1076	0	250
Sovraccarichi permanenti		500	0	140
Carichi mobili accidentali		980	0	390
Vento trasversale	-95	35	0	20

#### **Sezione 6 – 6**

Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		570	0	260
Sovraccarichi permanenti		220	0	140
Carichi mobili accidentali		-255	0	390
Vento trasversale	-95	-15	0	20

#### **Sezione 7 – 7**

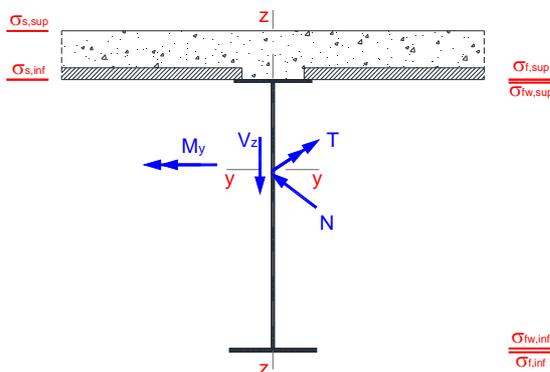
Condizione di carico	N (kN)	My (kNm)	T (kNm)	Vz (kN)
Peso proprio impalcato		85	0	275
Sovraccarichi permanenti		-60	0	140
Carichi mobili accidentali		-655	0	390
Vento trasversale	-95	-50	0	20

## 8. VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

Le verifiche di resistenza delle travi principali e dei traversi sono condotte controllando che lo stato tensionale in un qualunque punto della sezione resistente non ecceda il valore limite di resistenza per il materiale componente (acciaio o calcestruzzo) opportunamente ridotto del fattore di sicurezza.

In particolare la verifica di resistenza a flessione è condotta in campo elastico, ipotizzando le sezioni delle travi metalliche “**moderatamente snelle in classe 3**”, controllando in secondo momento l’effettiva classe della sezione in base al regime tensionale calcolato.

Per facilitare la lettura dei risultati si riporta alla figura seguente la convenzione delle sollecitazioni interne e i simboli principali dei risultati.



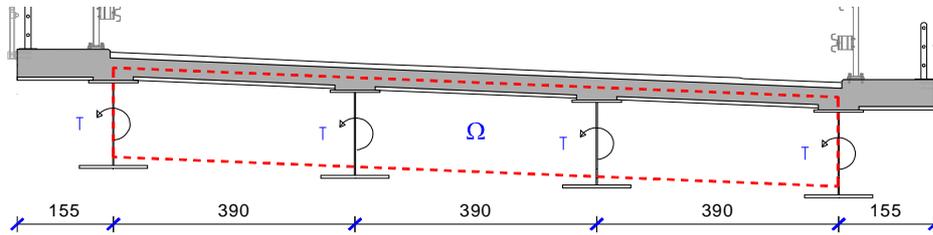
### 8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE NELLE TRAVI PRINCIPALI

Si riportano le verifiche di resistenza nelle sezioni verticali più significative delle travi principali, con riferimento alla sintesi tabulare delle sollecitazioni interne esposte in precedenza alla presente relazione.

Si precisa che l’effetto del momento torcente è scomposto incrementando le azioni di taglio e le sollecitazioni nelle piattabande inferiori delle travi metalliche. In particolare, la rigidità torsionale dell’impalcato – reso torsionalmente rigido mediante le diagonali di controvento a diamante poste inferiormente tra le anime delle travi longitudinali e superiormente mediante la soletta in calcestruzzo collaborante – permette di suddividere all’interno del perimetro di circuitazione le tensioni di taglio per torsione.

Nelle verifiche le azioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  sono state definite tenendo conto dell’incremento di azione per effetto del momento torcente  $T$  all’interno della sezione torsio-rigida a cassone equivalente. Il delta di carico di taglio nelle anime delle travi è stato determinato pertanto in ragione dell’equazione seguente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{4 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{4 \cdot T}{6 \cdot i} = 0,666 \times \frac{T}{3,9 m}$$



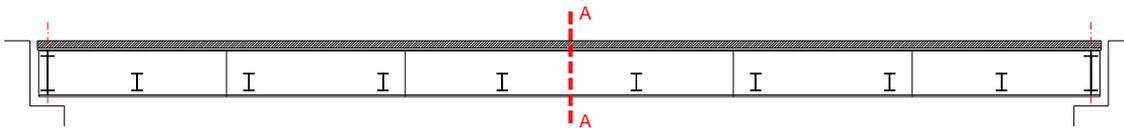
La combinazione di verifica agli stati limite ultimi è così calcolata:

**Combinazione 1:** sono stati considerati, con i coefficienti correlati di combinazione, le condizioni di carico per pesi propri, sovraccarichi permanenti, ritiro in soletta (effetti primari), carichi variabili da traffico (nella configurazione più penalizzante), vento trasversale e variazione termica di contrazione (negativa) in soletta (effetti primari).

I valori limite delle tensioni di progetto sono:

- Max tensione per elementi metallici con sp. < 40 mm  $f_{ad} = 338 \text{ N/mm}^2$
- Max tensione per elementi metallici con sp. > 40 mm  $f_{ad} = 319 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di compressione per elementi in cls (C32/40)  $f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
- Max tensione per barre di armatura  $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

### 8.1.1 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3



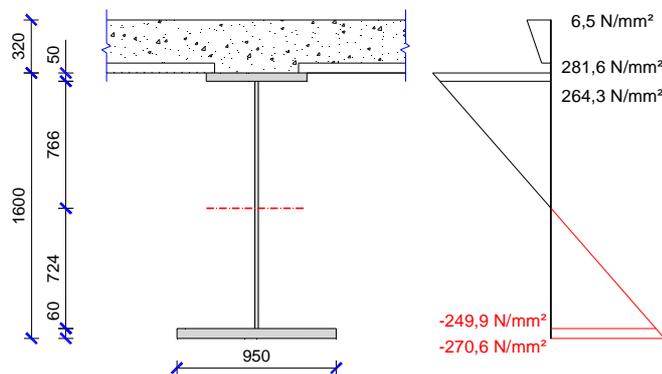
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 60 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1490 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 50 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 2750 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 22/10 = 104,5 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 22/10 = 104,5 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920 \text{ mm}$

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1238.2		69.7	10463	6149422	642093	88227	68100				
Fase II n= 18.70	1829.6	160.0	104.8	57131	10901258	3051713	104020	197487	3330940	2337770	167197	137642
Fase III n= 17.83	1848.2		105.5	59408	11003994	3169289	104303	201908	3242995	2268222	170605	140178
Fase IV -V n = 6.24	2593.0		126.6	150318	13910097	7863230	109874	416470	2203020	1327202	320509	242336

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$	$\sigma_{f,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{a,inf}$	$\sigma_{a,sup}$
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN	N/mm <sup>2</sup>					
Pp acc + soletta	0	8964	90	0	12101	122	-137.2	177.7				
Permanenti	0	3005	45	0	4508	68	-43.3	22.8	1.4	1.9	27.0	32.7
Ritiro effetti primari	3897	2865	0	4677	3438	0	-7.7	42.3	-2.4	-1.9	45.5	49.8
Carichi mobili	0	6350	78	0	8573	105	-78.0	20.6	3.9	6.5	26.7	35.4
Vento trasv.	0	151	4	0	136	4	-1.2	0.3	0.1	0.1	0.4	0.6
$\Delta T$ effetti prim.	3884	2035	0	3495	1832	0	-3.2	17.9	-0.6	-0.1	19.2	21.0
							<b>-270.6</b>	<b>281.6</b>	<b>2.3</b>	<b>6.5</b>	<b>118.8</b>	<b>139.5</b>

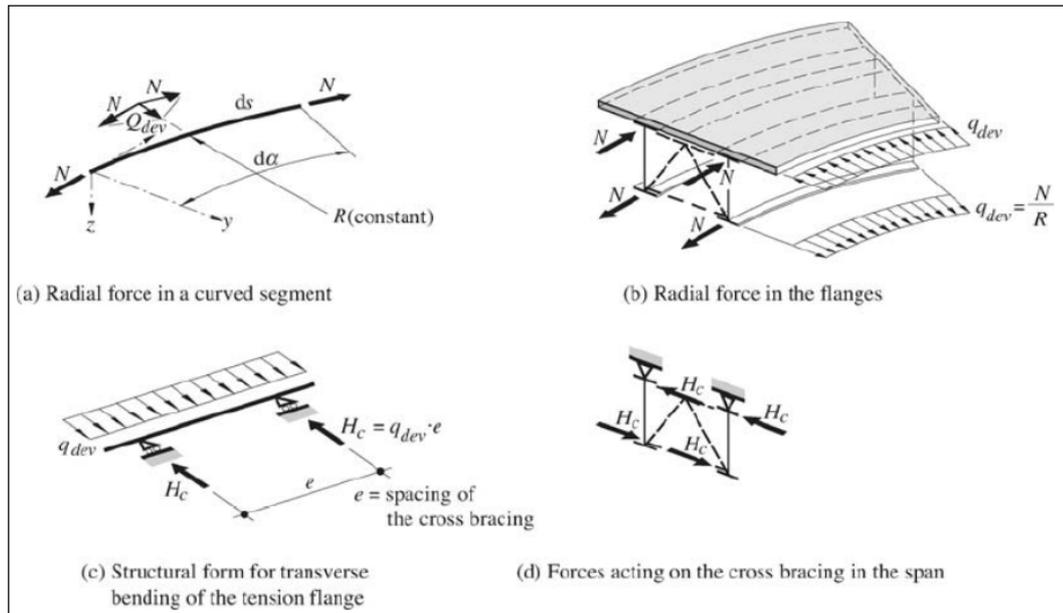


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	82.8	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf}$ =	-249.9	} $\psi$ =	-0.95	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup}$ =	264.4			
Snellezza di riferimento:	95.4	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	11.11	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	9.45	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	282.12	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	10.23	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	271.17	N/mm <sup>2</sup>

Per effetto della pseudo-curvatura delle travi metalliche, si instaurano azioni locali aggiuntive nelle travi che vengono valutate di seguito mettendo in evidenza la flessione fuori piano delle piattabande inferiori dipendenti dalle forze radiali dovute alla curvatura nei campi compresi tra i diaframmi trasversali.



Forze radiali di deviazione dovute alla curvatura - figura da Conceptual and structural design of steel and steel–concrete composite bridges – Jean Paul Lebet & Manfred Hirt

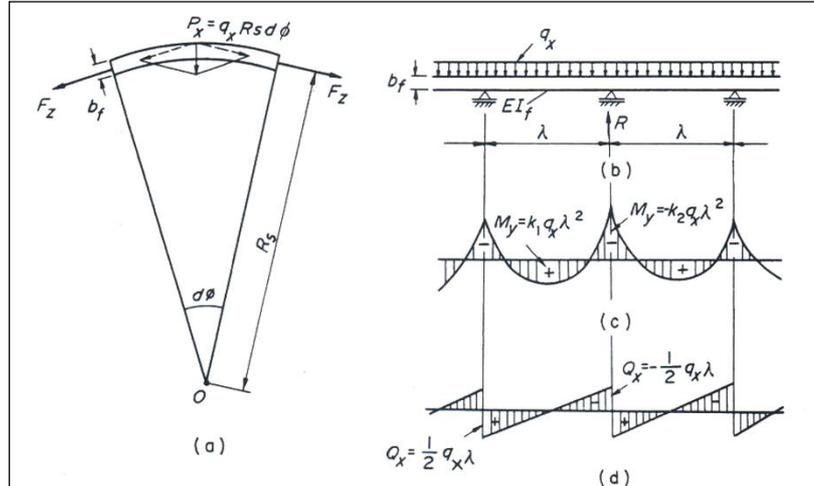
Per il caso in esame, facendo riferimento alla piattabanda inferiore delle trave in acciaio (tesa) più 1/3 dell'anima in trazione si ottiene:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = - 260,3 \text{ N/mm}^2$
- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (950 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}) = 57000 \text{ mm}^2$
- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wt}}{3} = \frac{1}{3} (1490 \text{ mm} \times 18 \text{ mm}) = 8940 \text{ mm}^2$
- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:  

$$N_{Traz.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \cdot \frac{A_{wt}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{wt}}{A_f} \right) = 17165 \text{ kN}$$
- raggio di curvatura in pianta della trave in acciaio (\*):  $R_{trave} = 57,50 \text{ m}$
- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{17165 \text{ kN}}{57,50 \text{ m}} = 300,0 \text{ kN/m}$

(\*): si fa riferimento al raggio ideale di una trave sagomata in curva con medesimo centro dell'impalcato e passante per le sezioni della trave realmente in progetto con giacitura a spezzata lineare.

Come indicato in letteratura la piattabanda soggetta a queste forze orizzontali diffuse può essere schematizzata come una "trave" continua vincolata in corrispondenza degli allineamenti definiti dai diaframmi trasversali e con campi di luce pari all'interasse degli stessi diaframmi trasversali (cfr. Analysis and design of curved steel bridges – Hiroshi Nakai & Chai Hong Yoo).



- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,25 \text{ m}$
- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 300,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,25 \text{ m})^2 = \pm 161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{af} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 161 \cdot 10^6}{950^2 \cdot 60} = 17,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

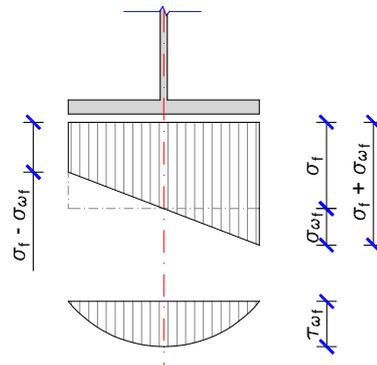
$$\sigma_{\max} = (\sigma_f + \sigma_{af}) = (-260,3 - 17,8) = -278,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{335}{1,05} = 319,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

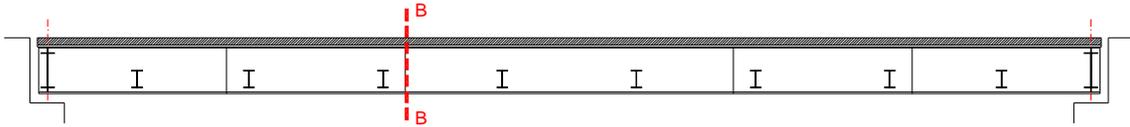
$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 300,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,25 \text{ m} = 338 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{af} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{338 \cdot 10^3}{950 \times 60} = 8,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



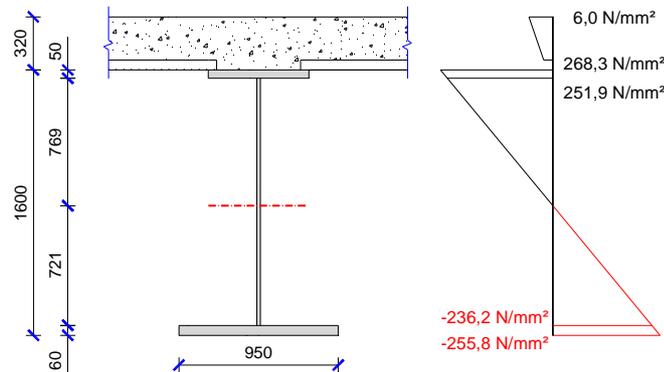
**8.1.2 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3**



**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1238.2		69.7	10463	6149422	642093	88227	68100				
Fase II n= 18.70	1829.6	160.0	104.8	57131	10901258	3051713	104020	197487	3330940	2337770	167197	137642
Fase III n= 17.83	1848.2		105.5	59408	11003994	3169289	104303	201908	3242995	2268222	170605	140178
Fase IV -V n= 6.24	2593.0		126.6	150318	13910097	7863230	109874	416470	2203020	1327202	320509	242336

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	8410	375	0	11354	506	-128.7	166.7				
Permanenti	0	2827	124	0	4241	186	-40.8	21.5	1.3	1.8	25.4	30.8
Ritiro effetti primari	3897	2865	0	4677	3438	0	-7.7	42.3	-2.4	-1.9	45.5	49.8
Carichi mobili	0	6045	337	0	8161	455	-74.3	19.6	3.7	6.1	25.5	33.7
Vento trasv.	0	148	10	0	133	9	-1.2	0.3	0.1	0.1	0.4	0.5
$\Delta T$ effetti prim.	3884	2035	0	3495	1832	0	-3.2	17.9	-0.6	-0.1	19.2	21.0
							<b>-255.8</b>	<b>268.3</b>	<b>2.0</b>	<b>6.0</b>	<b>115.9</b>	<b>135.9</b>

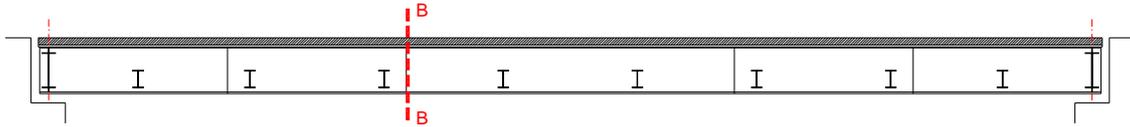


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	82.8	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf}$ =	-236.1	} $\psi$ =	-0.94	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup}$ =	251.9			
Snellezza di riferimento:	94.7	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	43.11	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	43.53	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	36.68	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	275.73	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	39.71	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	264.87	N/mm <sup>2</sup>

### 8.1.3 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2



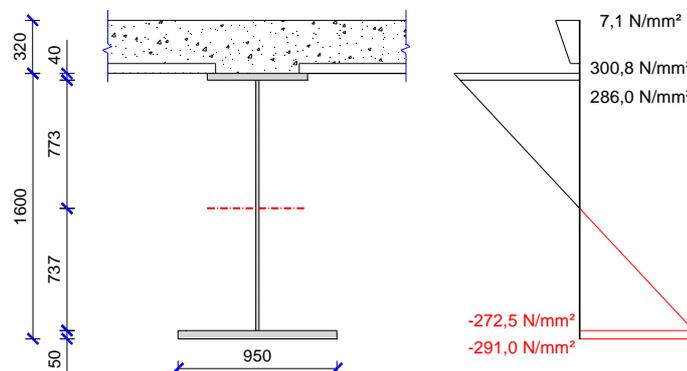
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 50 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1510 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 23 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 40 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 2750 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/10 = 86,4 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/10 = 86,4 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920 \text{ mm}$

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1142.3		69.8	6277	5341847	528059	76531	59222				
Fase II n= 18.70	1697.4	160.0	105.3	52946	9776087	2937679	92840	178722	3011743	2108568	151099	124220
Fase III n= 17.83	1716.0		106.1	55223	9877356	3055255	93095	183253	2940121	2050213	154575	126795
Fase IV -V n= 6.24	2460.8		128.2	146133	12678999	7749197	98900	398711	2093041	1240078	303325	227222

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	8410	375	0	11354	506	-148.4	191.7				
Permanenti	0	2827	124	0	4241	186	-45.7	23.7	1.4	2.0	28.1	34.1
Ritiro effetti primari	3897	2841	0	4677	3410	0	-9.4	45.9	-2.2	-1.7	49.3	54.1
Carichi mobili	0	6045	337	0	8161	455	-82.5	20.5	3.9	6.6	26.9	35.9
Vento trasv.	0	148	10	0	133	9	-1.3	0.3	0.1	0.1	0.4	0.6
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1973	0	3495	1776	0	-3.7	18.7	-0.5	0.1	20.1	22.0
							<b>-291.0</b>	<b>300.8</b>	<b>2.7</b>	<b>7.1</b>	<b>124.8</b>	<b>146.8</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	65.7		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} =$	-272.5	}	$\psi =$	-0.95
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} =$	286.0			
Snellezza di riferimento:		96.1	>	$c/t$	
				<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	33.29	N/mm <sup>2</sup>		Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	34.63 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	26.56	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	304.25 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	30.08	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	295.64 N/mm <sup>2</sup>

Le azioni locali aggiuntive per effetto della pseudo-curvatura delle travi valgono:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = -281,8 \text{ N/mm}^2$
- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (950 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}) = 47500 \text{ mm}^2$
- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wt}}{3} = \frac{1}{3} (1510 \text{ mm} \times 23 \text{ mm}) = 11577 \text{ mm}^2$
- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:

$$N_{Traz.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \cdot \frac{A_{w,T}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{w,T}}{A_f} \right) = 16648 \text{ kN}$$

- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{16648 \text{ kN}}{57,50 \text{ m}} = 290,0 \text{ kN/m}$
- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,38 \text{ m}$

- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 290,0 \text{ kN/m} \cdot (2,38 \text{ m})^2 = \pm 174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{of} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 174 \cdot 10^6}{950^2 \cdot 50} = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{max} = (\sigma_f + \sigma_{of}) = (-281,8 - 23,1) = -304,9 \text{ N/mm}^2 < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{335}{1,05} = 319,0 \text{ N/mm}^2$$

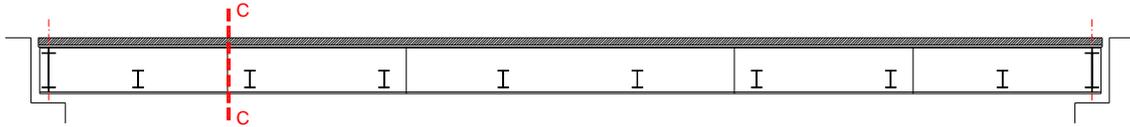
- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 290,0 \text{ kN/m} \cdot 2,38 \text{ m} = 345 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{of} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{345 \cdot 10^3}{950 \times 50} = 10,9 \text{ N/mm}^2$$

### 8.1.4 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2



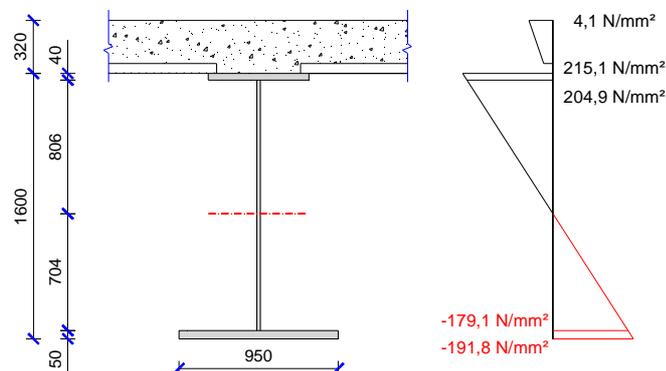
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 50 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1510 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 23 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 40 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 2750 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/10 = 86,4 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/10 = 86,4 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1142.3		69.8	6277	5341847	528059	76531	59222				
Fase II n= 18.70	1697.4	160.0	105.3	52946	9776087	2937679	92840	178722	3011743	2108568	151099	124220
Fase III n= 17.83	1716.0		106.1	55223	9877356	3055255	93095	183253	2940121	2050213	154575	126795
Fase IV -V n= 6.24	2460.8		128.2	146133	12678999	7749197	98900	398711	2093041	1240078	303325	227222

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	5326	801	0	7190	1081	-94.0	121.4				
Permanenti	0	1865	286	0	2798	429	-30.1	15.7	0.9	1.3	18.5	22.5
Ritiro effetti primari	3897	2841	0	4677	3410	0	-9.4	45.9	-2.2	-1.7	49.3	54.1
Carichi mobili	0	3935	655	0	5312	884	-53.7	13.3	2.5	4.3	17.5	23.4
Vento trasv.	0	96	23	0	86	21	-0.9	0.2	0.0	0.1	0.3	0.4
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1973	0	3495	1776	0	-3.7	18.7	-0.5	0.1	20.1	22.0
							<b>-191.8</b>	<b>215.1</b>	<b>0.8</b>	<b>4.1</b>	<b>105.7</b>	<b>122.4</b>

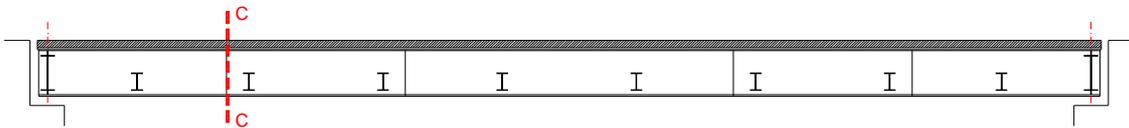


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	65.7		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} =$	-179.1	}	$\psi =$	-0.87	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} =$	204.9				N/mm <sup>2</sup>
Snellezza di riferimento:		89.5	>	$c/t$		
				<b>Sezione moderatamente snella</b>		<b>3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	69.55	N/mm <sup>2</sup>		Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	72.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	55.48	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	235.61	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	62.84	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	220.52	N/mm <sup>2</sup>

**8.1.5 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1**



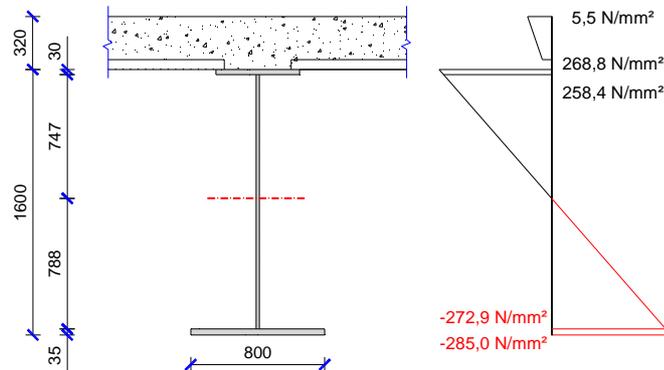
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600$  mm
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb,inf} = 800$  mm
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb,inf} = 35$  mm
- altezza anima:  $h_w = 1535$  mm
- spessore anima:  $s_w = 23$  mm
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb,sup} = 700$  mm
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb,sup} = 30$  mm
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff} = 2750$  mm
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260$  mm
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/10 = 86,4$  cm<sup>2</sup>
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/10 = 86,4$  cm<sup>2</sup>
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920$  mm

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area	H	yg,inf	Ct	Iyy	Izz	Wfe,inf	Wfe,sup	Ws,inf	Ws,sup	Wa,inf	Wa,sup
	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>					
Fase I n= 0.00	843.1		73.7	2396	3668434	235239	49775	42508				
Fase II n= 18.70	1398.1	160.0	115.2	49064	7366306	2644859	63944	164426	2711613	1793619	134422	107068
Fase III n= 17.83	1416.8		116.1	51341	7442158	2762434	64101	169525	2659192	1748270	138073	109605
Fase IV -V n= 6.24	2161.6		137.8	142251	9415738	7456376	68329	424132	2083483	1084026	292414	203804

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$	$\sigma_{f,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{a,inf}$	$\sigma_{a,sup}$
	N	My	Vz	N	My	Vz						
	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	N/mm <sup>2</sup>					
Pp acc + soletta	0	5326	801	0	7190	1081	-144.5	169.1				
Permanenti	0	1865	286	0	2798	429	-43.7	17.0	1.0	1.6	20.8	26.1
Ritiro effetti primari	3897	2452	0	4677	2942	0	-12.9	50.4	-1.9	-1.3	54.3	59.9
Carichi mobili	0	3935	655	0	5312	884	-77.7	12.5	2.5	4.9	18.2	26.1
Vento trasv.	0	96	23	0	86	21	-1.3	0.2	0.0	0.1	0.3	0.4
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1600	0	3495	1440	0	-4.9	19.6	-0.4	0.3	21.1	23.2
							<b>-285.0</b>	<b>268.8</b>	<b>1.4</b>	<b>5.5</b>	<b>114.7</b>	<b>135.7</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355 N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 66.7$		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} = -272.9$ N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi = -1.06$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} = 258.4$ N/mm <sup>2</sup>			
Snellezza di riferimento:	106.6 > c/t		<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	68.41 N/mm <sup>2</sup>		Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	73.89 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	50.98 N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	282.95 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	57.67 N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	302.00 N/mm <sup>2</sup>

Le azioni locali aggiuntive per effetto della pseudo-curvatura delle travi valgono:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = -279,0$  N/mm<sup>2</sup>
- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (800\text{ mm} \times 35\text{ mm}) = 28000\text{ mm}^2$
- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wf}}{3} = \frac{1}{3}(1535\text{ mm} \times 23\text{ mm}) = 11768\text{ mm}^2$
- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:

$$N_{Trez.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \frac{A_{w,T}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{w,T}}{A_f}\right) = 11095\text{ kN}$$

- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{11095\text{ kN}}{57,50\text{ m}} = 193,0\text{ kN/m}$
- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,25\text{ m}$

- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev.} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 193,0\text{ kN/m} \cdot (2,25\text{ m})^2 = \pm 105\text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{of} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 105 \cdot 10^6}{800^2 \cdot 35} = 28,1\text{ N/mm}^2$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_f + \sigma_{of}) = (-279,0 - 28,1) = -307,1 \text{ N/mm}^2 < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{355}{1,05} = 338,1 \text{ N/mm}^2$$

- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 193,0 \text{ kN/m} \cdot 2,25 \text{ m} = 217 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{of} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{217 \cdot 10^3}{800 \times 35} = 11,6 \text{ N/mm}^2$$

### 8.1.6 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI MEZZERIA A – A: CONCIO N. 3



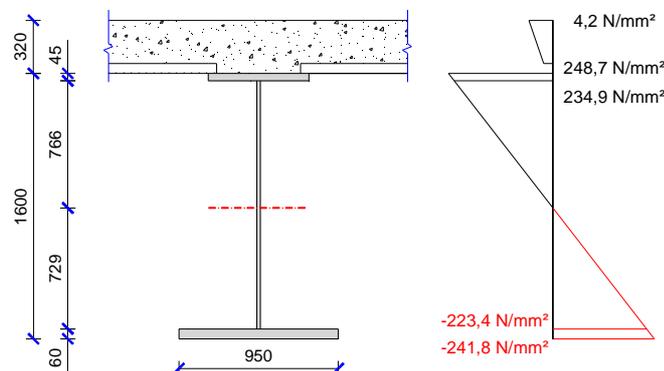
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 60 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1495 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 16 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 45 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3900 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 22/20 = 74,1 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 22/20 = 74,1 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920 \text{ mm}$

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1169.2		66.6	9474	5792349	620739	86972	62017				
Fase II n= 18.70	1859.6	160.0	108.1	75658	11273116	7493706	104284	217208	3640886	2512602	182118	148526
Fase III n= 17.83	1886.1		109.1	78888	11405474	7829067	104541	224076	3573982	2453071	187282	152276
Fase IV -V n= 6.24	2942.4		134.2	207814	14767035	21217614	110038	572366	2897682	1594227	412487	296527

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	7355	75	0	9929	101	-114.2	160.1				
Permanenti	0	2830	48	0	4245	72	-40.7	19.5	1.2	1.7	23.3	28.6
Ritiro effetti primari	3897	2724	0	4677	3269	0	-6.5	39.4	-2.6	-2.1	42.3	46.3
Carichi mobili	0	6322	85	0	8535	115	-77.6	14.9	2.9	5.4	20.7	28.8
Vento trasv.	0	69	3	0	62	3	-0.6	0.1	0.0	0.0	0.2	0.2
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1740	0	3495	1566	0	-2.4	14.6	-1.2	-0.7	15.7	17.2
							<b>-241.8</b>	<b>248.7</b>	<b>0.4</b>	<b>4.2</b>	<b>102.1</b>	<b>121.0</b>

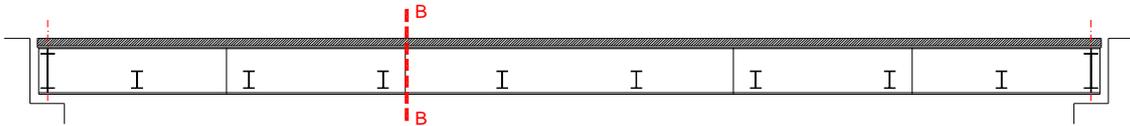


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	93.4		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} =$	-223.4	}	$\psi =$	-0.95
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} =$	234.9			
Snellezza di riferimento:		96.0	>	$c/t$	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =		12.15	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	12.29 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =		10.29	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	249.31 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =		11.37	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	242.63 N/mm <sup>2</sup>

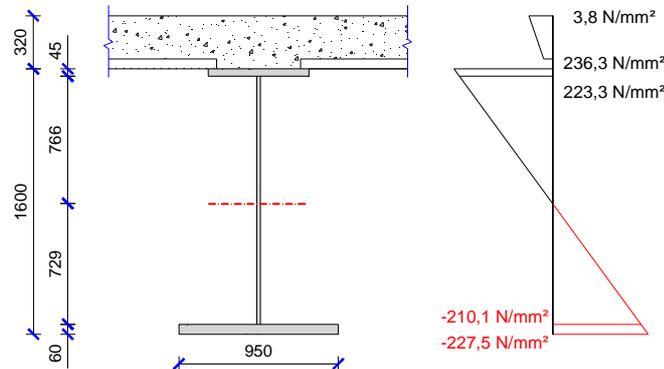
**8.1.7 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 3**



**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1169.2		66.6	9474	5792349	620739	86972	62017				
Fase II n= 18.70	1859.6	160.0	108.1	75658	11273116	7493706	104284	217208	3640886	2512602	182118	148526
Fase III n= 17.83	1886.1		109.1	78888	11405474	7829067	104541	224076	3573982	2453071	187282	152276
Fase IV -V n = 6.24	2942.4		134.2	207814	14767035	21217614	110038	572366	2897682	1594227	412487	296527

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	6880	269	0	9288	363	-106.8	149.8				
Permanenti	0	2650	111	0	3975	167	-38.1	18.3	1.1	1.6	21.8	26.8
Ritiro effetti primari	3897	2724	0	4677	3269	0	-6.5	39.4	-2.6	-2.1	42.3	46.3
Carichi mobili	0	5969	237	0	8058	320	-73.2	14.1	2.8	5.1	19.5	27.2
Vento trasv.	0	70	12	0	63	11	-0.6	0.1	0.0	0.0	0.2	0.2
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1740	0	3495	1566	0	-2.4	14.6	-1.2	-0.7	15.7	17.2
							<b>-227.5</b>	<b>236.3</b>	<b>0.1</b>	<b>3.8</b>	<b>99.4</b>	<b>117.6</b>

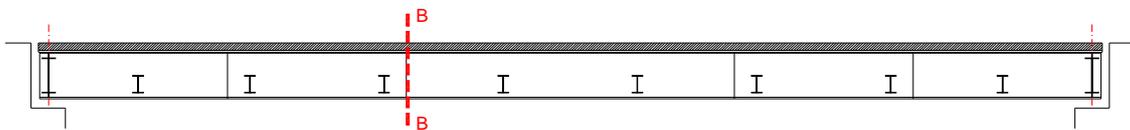


Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 93.4$	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	319.0 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} = -210.1$ N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.94$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} = 223.2$ N/mm <sup>2</sup>		
Snellezza di riferimento:	95.1 > c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	35.97 N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	36.38 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	30.46 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	242.08 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	33.66 N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	234.89 N/mm <sup>2</sup>

**8.1.8 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO B – B: CONCIO N. 2**



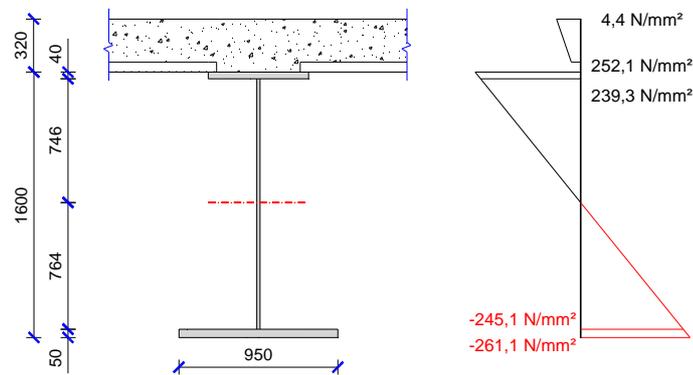
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600$  mm
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950$  mm
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 50$  mm
- altezza anima:  $h_w = 1510$  mm
- spessore anima:  $s_w = 18$  mm
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800$  mm
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 40$  mm
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3900$  mm
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260$  mm
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/20 = 61,2$  cm<sup>2</sup>
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/20 = 61,2$  cm<sup>2</sup>
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920$  mm

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	ly cm <sup>4</sup>	lzz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1066.8		69.0	5959	5189093	527980	75204	57023				
Fase II n= 18.70	1731.5	160.0	111.1	72143	10148244	7400948	91343	207531	3456688	2345762	172296	139208
Fase III n= 17.83	1758.0		112.1	75372	10269931	7736308	91614	214404	3397270	2291776	177374	142836
Fase IV -V n= 6.24	2814.3		137.2	204299	13281825	21124855	96806	582536	2877729	1512383	404934	283800

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	6880	269	0	9288	363	-123.5	162.9				
Permanenti	0	2650	111	0	3975	167	-43.5	19.2	1.1	1.7	23.1	28.6
Ritiro effetti primari	3897	2607	0	4677	3129	0	-7.5	41.2	-2.4	-2.0	44.2	48.5
Carichi mobili	0	5969	237	0	8058	320	-83.2	13.8	2.8	5.3	19.9	28.4
Vento trasv.	0	70	12	0	63	11	-0.7	0.1	0.0	0.0	0.2	0.2
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1623	0	3495	1461	0	-2.7	14.9	-1.1	-0.7	16.0	17.6
							<b>-261.1</b>	<b>252.1</b>	<b>0.4</b>	<b>4.4</b>	<b>103.4</b>	<b>123.2</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

Classificazione della sezione					
Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	319.0	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	83.9	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} =$	-245.1	} $\psi =$	-1.02	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} =$	239.3			
Snellezza di riferimento:	103.4	$> c/t$	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	31.66	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	32.49	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	26.23	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	256.17	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	29.10	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	265.95	N/mm <sup>2</sup>

Le azioni locali aggiuntive per effetto della pseudo-curvatura delle travi valgono:

- tensione media nella piattabanda inferiore  $\sigma_f = -253,1 \text{ N/mm}^2$
- area della piattabanda inferiore:  $A_f = (950 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}) = 47500 \text{ mm}^2$
- area della porzione di anima considerata:  $\frac{A_{wt}}{3} = \frac{1}{3} (1510 \text{ mm} \times 18 \text{ mm}) = 9060 \text{ mm}^2$
- azione assiale risultante sulla piattabanda e sulla porzione d'anima considerata:

$$N_{Traz.} = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_f \frac{A_{w,T}}{3} = \sigma_f \cdot A_f \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_{w,T}}{A_f} \right) = 14315 \text{ kN}$$

- raggio di curvatura in pianta della trave in acciaio:  $R_{trave} = 54,85 \text{ m}$
- forze radiali orizzontali di deviazione:  $q_{dev.} = \frac{N_T}{R_{trave}} = \frac{14315 \text{ kN}}{54,85 \text{ m}} = 261,0 \text{ kN/m}$
- interasse tra le diagonali di controvento a diamante:  $e = 2,38 \text{ m}$
- massimo momento flettente orizzontale locale sulla piattabanda:

$$M_z = \pm k_{1,2} \cdot q_{dev.} \cdot e^2 \cong \pm 0,106 \cdot 261,0 \text{ kN/m} \cdot (2,38 \text{ m})^2 = \pm 160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- tensione normale locale aggiuntiva sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{sf} = \frac{M_z}{W_f} = \frac{6 \cdot M_z}{b_f^2 \cdot t_f} = \frac{6 \cdot 160 \cdot 10^6}{950^2 \cdot 50} = 21,3 \text{ N/mm}^2$$

- tensione normale massima sulla piattabanda inferiore:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_f + \sigma_{of}) = (-253,1 - 21,3) = -274,4 \text{ N/mm}^2 < |f_{ad}| = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{335}{1,05} = 319,0 \text{ N/mm}^2$$

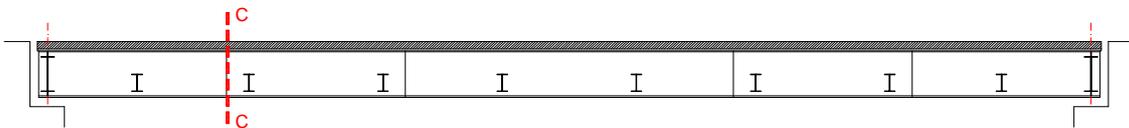
- massimo taglio locale orizzontale sulla piattabanda:

$$Q_y \cong \frac{1}{2} \cdot q_{dev} \cdot e = \frac{1}{2} \cdot 261,0 \text{ kN/m} \cdot 2,38 \text{ m} = 311 \text{ kN}$$

- massima tensione tangenziale aggiuntiva sulla piattabanda:

$$\tau_{of} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_y}{A_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{311 \cdot 10^3}{950 \times 50} = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

### 8.1.9 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 2



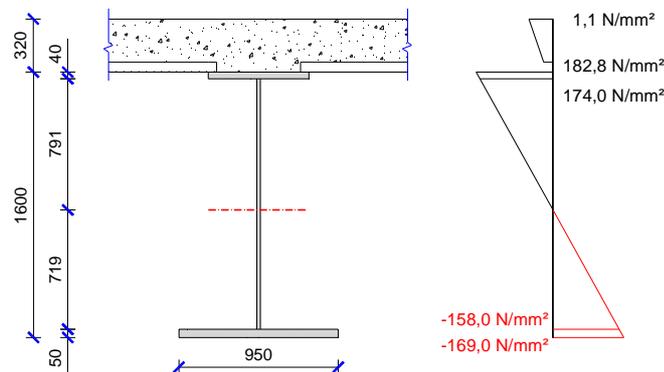
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 950 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 50 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1510 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 800 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 40 \text{ mm}$
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3900 \text{ mm}$
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260 \text{ mm}$
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/20 = 61,2 \text{ cm}^2$
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/20 = 61,2 \text{ cm}^2$
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	1066.8		69.0	5959	5189093	527980	75204	57023				
Fase II n= 18.70	1731.5	160.0	111.1	72143	10148244	7400948	91343	207531	3456688	2345762	172296	139208
Fase III n= 17.83	1758.0		112.1	75372	10269931	7736308	91614	214404	3397270	2291776	177374	142836
Fase IV -V n= 6.24	2814.3		137.2	204299	13281825	21124855	96806	582536	2877729	1512383	404934	283800

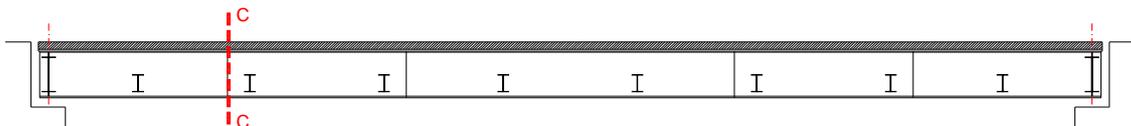
Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	4471	269	0	6036	363	-80.3	105.8				
Permanenti	0	1725	111	0	2588	167	-28.3	12.5	0.7	1.1	15.0	18.6
Ritiro effetti primari	3897	2607	0	4677	3129	0	-7.5	41.2	-2.4	-2.0	44.2	48.5
Carichi mobili	0	3561	237	0	4807	320	-49.7	8.3	1.7	3.2	11.9	16.9
Vento trasv.	0	52	12	0	47	11	-0.5	0.1	0.0	0.0	0.1	0.2
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1623	0	3495	1461	0	-2.7	14.9	-1.1	-0.7	16.0	17.6
							<b>-169.0</b>	<b>182.8</b>	<b>-1.1</b>	<b>1.6</b>	<b>87.3</b>	<b>101.8</b>



Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

Classificazione della sezione			
Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup} = 319.0$ N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t = 83.9$		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf} = 338.1$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf} = -158.0$	N/mm <sup>2</sup>	} $\psi = -0.91$
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup} = 174.0$	N/mm <sup>2</sup>	
Snellezza di riferimento:	92.3	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$	31.66	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max} = 32.49$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$	26.23	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s} = 188.34$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$	29.10	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i} = 176.31$ N/mm <sup>2</sup>

### 8.1.10 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI GIUNTO C – C: CONCIO N. 1



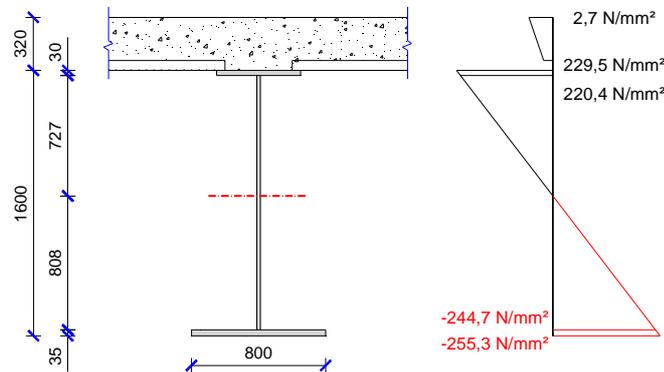
Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1600$  mm
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 800$  mm
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 35$  mm
- altezza anima:  $h_w = 1535$  mm
- spessore anima:  $s_w = 18$  mm
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 700$  mm
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 30$  mm
- larghezza soletta collaborante:  $b_{eff.} = 3900$  mm
- spessore soletta collaborante:  $h_s = 260$  mm
- armatura superiore di soletta:  $f' = \phi 20/20 = 61,2$  cm<sup>2</sup>
- armatura inferiore di soletta:  $f = \phi 20/20 = 61,2$  cm<sup>2</sup>
- altezza totale trave composta:  $H_{tr} = 1920$  mm

**Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale**

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>	Ws,inf cm <sup>3</sup>	Ws,sup cm <sup>3</sup>	Wa,inf cm <sup>3</sup>	Wa,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	766.3		73.0	2072	3514077	235158	48138	40392				
Fase II n= 18.70	1431.0	160.0	122.1	68256	7522705	7108126	61611	198488	3204432	2012512	157050	121530
Fase III n= 17.83	1457.5		123.1	71485	7608401	7443487	61807	206190	3162186	1968908	162226	124933
Fase IV -V n= 6.24	2513.8		146.6	200412	9581668	20832033	65359	715050	3081939	1316952	409473	256194

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,sup}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{a,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN						
Pp acc + soletta	0	4471	604	0	6036	815	-125.4	149.4				
Permanenti	0	1725	251	0	2588	377	-42.0	13.0	0.8	1.3	16.5	21.3
Ritiro effetti primari	3897	2179	0	4677	2614	0	-10.2	44.8	-2.2	-1.7	48.2	53.0
Carichi mobili	0	3561	685	0	4807	925	-73.6	6.7	1.6	3.7	11.7	18.8
Vento trasv.	0	52	19	0	47	17	-0.7	0.1	0.0	0.0	0.1	0.2
$\Delta T$ effetti prim.	3884	1258	0	3495	1133	0	-3.4	15.5	-1.0	-0.5	16.7	18.3
							<b>-255.3</b>	<b>229.5</b>	<b>-0.9</b>	<b>2.7</b>	<b>93.2</b>	<b>111.6</b>



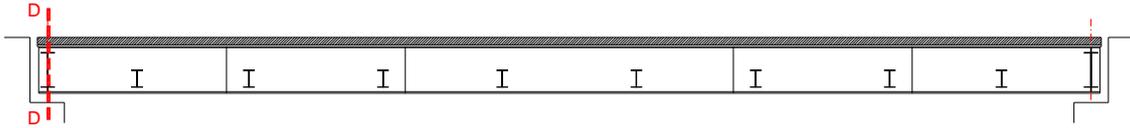
Si espongono le valutazioni sulla classe di appartenenza della sezione metallica.

**Classificazione della sezione**

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	85.3	Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf}$ =	-244.7	} $\psi$ =	-1.11	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup}$ =	220.4			
Snellezza di riferimento:	112.1	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella 3</b>		
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	77.23	N/mm <sup>2</sup>	Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	81.96	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	60.57	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	252.36	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	67.30	N/mm <sup>2</sup>	Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	280.64	N/mm <sup>2</sup>

## 8.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE TRAVI PRINCIPALI

### 8.2.1 TRAVE DI BORDO: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1



Condizione di carico		T (kNm)	Vz (kN)
a)	Peso proprio impalcato	1642	991
b)	Sovraccarichi permanenti	790	365
d1)	Carichi mobili accidentali (max Vz)	1197	726
d2)	Carichi mobili accidentali (max T)	1413	663
e)	Vento trasversale	80	24
C1	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d1) + 0,9 e)	<b>5090</b>	<b>2887</b>
C2	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d2) + 0,9 e)	5381	2802

- Incremento dell'azione di taglio per effetto del momento torcente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{4 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{4 \cdot T}{6 \cdot i} = 0,666 \times \frac{T}{3,9 m} = 0,666 \frac{5090 kNm}{3,90 m} = 869 kN$$

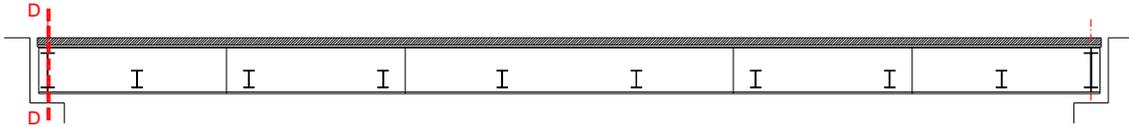
- Azione di taglio di calcolo:  $V_{Ed, Tot} = 2887 kN + 869 kN = 3756 kN$

#### Verifica a taglio del pannello d'anima

Altezza del pannello di anima, c =	1535 mm	Pannello irrigidito con elementi trasversali? (si/no)	si
Spessore del pannello di anima, t =	23 mm	Passo degli elementi verticali, a =	2250 mm
Coef. per instabilità a taglio, $k_{\tau}$ =	7.03	Numero degli irrigiditori longitudinali =	0
Tensione critica euleriana, $\tau_{cr}$ =	299.97 N/mm <sup>2</sup>	Parametro di snellezza, $\lambda_w$ =	0.827
Coefficiente di riduzione, $\chi_w$ =	1.000	Fattore di sicurezza, $\gamma_{m0}$ =	1.05
Taglio resistente, $V_{Rw}$ =	6892 kN	$V_{Ed}$ =	3756 kN
		FS =	1.84

La verifica è soddisfatta.

### 8.2.2 TRAVE INTERNA: SEZIONE DI SPALLA D – D: CONCIO N. 1



Condizione di carico		T (kNm)	Vz (kN)
a)	Peso proprio impalcato	1255	770
b)	Sovraccarichi permanenti	730	295
d1)	Carichi mobili accidentali (max Vz)	609	907
d2)	Carichi mobili accidentali (max T)	1748	407
e)	Vento trasversale	97	10
C1	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d1) + 0,9 e)	<b>3699</b>	<b>2716</b>
C2	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d2) + 0,9 e)	5236	2040

- Incremento dell'azione di taglio per effetto del momento torcente:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{4 \cdot T}{2 \cdot \Omega} \times h = \frac{4 \cdot T}{6 \cdot i} = 0,666 \times \frac{T}{3,9 m} = 0,666 \frac{3699 kNm}{3,90 m} = 632 kN$$

- Azione di taglio di calcolo:  $V_{Ed,Tot} = 2716 kN + 632 kN = 3348 kN$

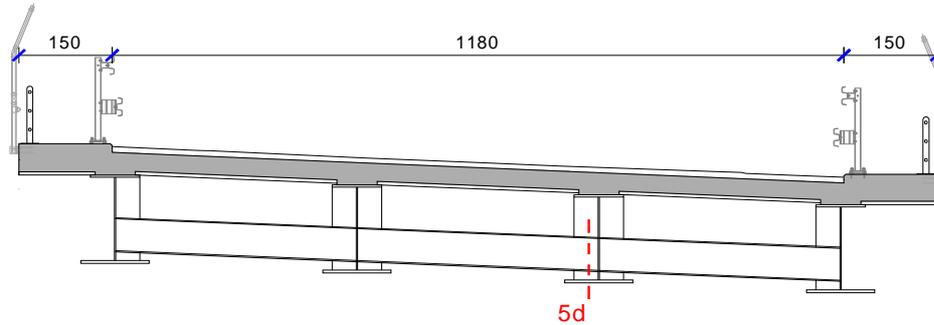
#### Verifica a taglio del pannello d'anima

Altezza del pannello di anima, c =	1535 mm	Pannello irrigidito con elementi trasversali? (si/no)	si
Spessore del pannello di anima, t =	18 mm	Passo degli elementi verticali, a =	2250 mm
Coef. per instabilità a taglio, $k_{\tau}$ =	7.03	Numero degli irrigiditori longitudinali =	0
Tensione critica euleriana, $\tau_{cr}$ =	183.73 N/mm <sup>2</sup>	Parametro di snellezza, $\lambda_w$ =	1.056
Coefficiente di riduzione, $\chi_w$ =	0.786	Fattore di sicurezza, $\gamma_{m0}$ =	1.05
Taglio resistente, $V_{Rw}$ =	4237 kN	$V_{Ed} =$	3348 kN
		FS =	1.27

La verifica è soddisfatta.

### 8.3 TRAVERSI DI ACCOPPIAMENTO: VERIFICHE DI RESISTENZA

#### 8.3.1 TRAVERSI INTERMEDI: SEZIONE 5D – 5D



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 600 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 350 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 20 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 560 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 15 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 350 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 20 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	y <sub>g,inf</sub> cm	C <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>yy</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>zz</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>fe,inf</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>fe,sup</sub> cm <sup>3</sup>	
Fase I n=	0.00	224.0	60.0	30.0	250	139739	14307	4658	4658

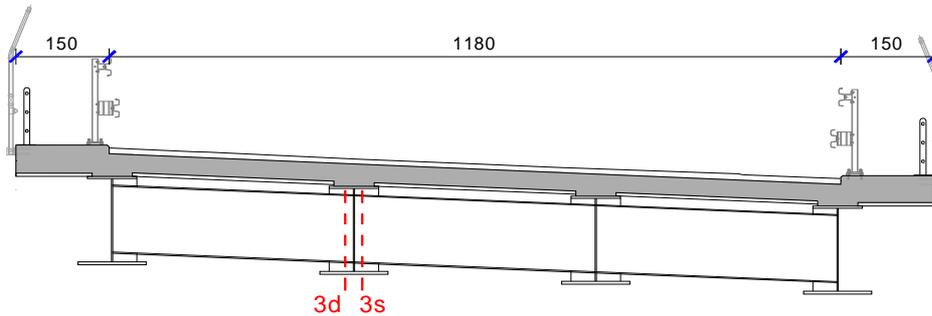
Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta		-159	67	0	-215	90	46.1	-46.1
Permanenti		-48	26	0	-72	39	15.5	-15.5
Carichi mobili		-320	155	0	-432	209	92.7	-92.7
Vento trasversale	-80	-20	9	-72	-18	8	0.7	-7.1
							<b>154.9</b>	<b>-161.4</b>

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>		Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	c/t =	37.3		Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{fw,inf}$ =	144.4	N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi =$	-1.04
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{fw,sup}$ =	-150.8	N/mm <sup>2</sup>			
Snellezza di riferimento:		105.4	> c/t	<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>	
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	41.29	N/mm <sup>2</sup>		Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	43.32	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	33.59	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{id,s}$ =	171.53	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	33.59	N/mm <sup>2</sup>		Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{id,i}$ =	165.50	N/mm <sup>2</sup>

La sezione è verificata nei confronti della flessione e del taglio combinati.

### 8.3.2 TRAVERSI DI ESTREMITÀ: SEZIONE 3D – 3D



Caratteristiche geometriche della sezione resistente:

- altezza trave in acciaio:  $h_{tr} = 1200 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda inferiore:  $b_{pb, inf.} = 500 \text{ mm}$
- spessore piattabanda inferiore:  $s_{pb, inf.} = 30 \text{ mm}$
- altezza anima:  $h_w = 1140 \text{ mm}$
- spessore anima:  $s_w = 18 \text{ mm}$
- larghezza piattabanda superiore:  $b_{pb, sup.} = 500 \text{ mm}$
- spessore piattabanda superiore:  $s_{pb, sup.} = 30 \text{ mm}$

#### Verifica di resistenza della sezione integra - Controllo tensionale

	Area cm <sup>2</sup>	H cm	yg,inf cm	Ct cm <sup>4</sup>	Iyy cm <sup>4</sup>	Izz cm <sup>4</sup>	Wfe,inf cm <sup>3</sup>	Wfe,sup cm <sup>3</sup>
Fase I n= 0.00	505.2	120.0	60.0	1122	1249132	62555	20819	20819

Condizioni di carico	SLE			SLU			$\sigma_{f,inf}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$ N/mm <sup>2</sup>
	N kN	My kNm	Vz kN	N kN	My kNm	Vz kN		
Pp acc + soletta	-1710	675	675	0	-2309	911	110.9	-110.9
Permanenti		-825	325	0	-1238	488	59.4	-59.4
Carichi mobili		-1475	315	0	-1991	425	95.6	-95.6
Vento trasversale	-45	-85	35	-41	-77	32	2.9	-4.5
							<b>268.8</b>	<b>-270.4</b>

#### Classificazione della sezione

Tensione di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ :	355	N/mm <sup>2</sup>			Tensione di progetto per la piattabanda superiore, $f_{yd,sup}$ =	338.1 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico del pannello:	$c/t =$	63.3			Tensione di progetto per la piattabanda inferiore, $f_{yd,inf}$ =	338.1 N/mm <sup>2</sup>
Tensione al lembo inferiore:	$\sigma_{tw,inf} =$	255.4	N/mm <sup>2</sup>	}	$\psi = -1.01$	
Tensione al lembo superiore:	$\sigma_{tw,sup} =$	-257.0	N/mm <sup>2</sup>			
Snellezza di riferimento:		101.5	> c/t		<b>Sezione moderatamente snella</b>	<b>3</b>
Tensione tangenziale media, $\tau_m$ =	90.42	N/mm <sup>2</sup>			Tensione tangenziale baricentrica, $\tau_{max}$ =	96.55 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco sup., $\tau_s$ =	72.41	N/mm <sup>2</sup>			Tensione ideale alla fibra sup., $\sigma_{td,s}$ =	298.12 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco inf., $\tau_i$ =	72.41	N/mm <sup>2</sup>			Tensione ideale alla fibra inf., $\sigma_{td,i}$ =	296.66 N/mm <sup>2</sup>

La sezione è verificata nei confronti della flessione e del taglio combinati.

## 8.4 VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVI – SOLETTA

### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE D – D IN ASSE APPOGGIO SU SPALLA

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 700 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 150 mm e passo longitudinale di 200 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 20 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1398	115.2	7366306	35067
<b>Fase III n=</b> 17.83	1417	116.1	7442158	35741
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2162	137.8	9415738	53978

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 357.0 \\ 0.0 \\ 739.4 \end{array} \right.$

n. pioli = 4  
 passo pioli = 200 mm  
 diametro = 22 mm  
 Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 20

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 54.82 kN

#### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

#### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.00 OK**

#### Trave interna

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1431	122.1	7522705	37577
<b>Fase III n=</b> 17.83	1457	123.1	7608401	38391
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2514	146.6	9581668	56373

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 314.7 \\ 0.0 \\ 817.3 \end{array} \right.$

n. pioli = 4  
 passo pioli = 200 mm  
 diametro = 22 mm  
 Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 20

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 56.60 kN

#### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

#### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 1.93 OK**

#### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE B – B IN ASSE GIUNTO

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 800 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 200 mm e passo longitudinale di 250 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 16 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1697	105.3	9776087	40562
<b>Fase III n=</b> 17.83	1716	106.1	9877356	41478
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2461	128.2	12678999	66636

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 178.0 \\ 0.0 \\ 475.6 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 250 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 16

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 40.85 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.68 OK**

#### Trave interna

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1732	111.1	10148244	44889
<b>Fase III n=</b> 17.83	1758	112.1	10269931	45994
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2814	137.2	13281825	72799

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 166.5 \\ 0.0 \\ 516.2 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 250 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 16

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 42.67 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 2.57 OK**

#### 8.4.1 VERIFICA DEI PIOLI NELLA SEZIONE A – A DI MEZZERIA

Si prevede di attrezzare le piattabande superiori del profilo in composizione saldata (larghezza ala pari a 800 mm) mediante file di pioli Nelson  $\phi 22$  con interasse trasversale 200 mm e passo longitudinale di 300 mm, per un totale di 4 pioli ogni fila. Al metro lineare si dispone di 12 pioli.

#### Trave di bordo

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1830	104.8	10901258	43460
<b>Fase III n=</b> 17.83	1848	105.5	11003994	44418
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2593	126.6	13910097	70575

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 74.2 \\ 0.0 \\ 235.4 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 300 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 12

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 25.80 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 4.24 OK**

#### Trave interna

##### Verifica dei pioli di connessione sulla sezione integra

	Area cm <sup>2</sup>	yg,inf cm	lyy cm <sup>4</sup>	Spb,sup cm <sup>3</sup>
<b>Fase II n=</b> 18.70	1860	108.1	11273116	48656
<b>Fase III n=</b> 17.83	1886	109.1	11405474	49815
<b>Fase IV -V n=</b> 6.24	2942	134.2	14767035	79143

Azione di scorrimento, SEd =  $\left\{ \begin{array}{l} \text{kN} \\ 71.9 \\ 0.0 \\ 177.3 \end{array} \right.$

n. pioli = 4

passo pioli = 300 mm

diametro = 22 mm

Altezza pioli = 250 mm

Piolatura soletta superiore: 12

Azione di scorrimento sul singolo piolo, Si = 20.76 kN

##### Resistenza a taglio lato cls

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

Resistenza cubica caratteristica, Rck = 40 N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico cls, E = 33643 N/mm<sup>2</sup>

PRd,c = 118.7 kN

##### Resistenza a taglio lato acciaio

$$P_{Rd,s} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right)}{\gamma_v} > P_{Ed}$$

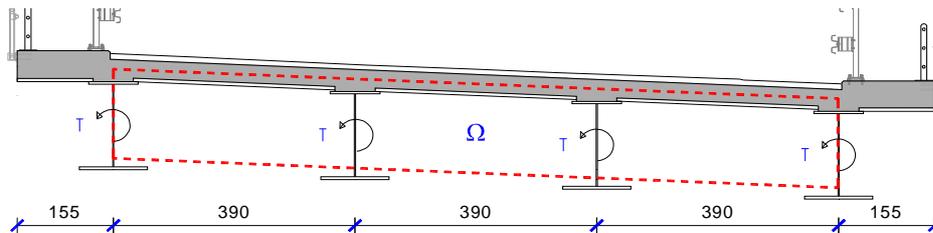
Resistenza a rottura acciaio pioli, ft = 450 N/mm<sup>2</sup>

PRd,s = 109.5 kN

**FS = 5.27 OK**

## 8.5 VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI

I controventi inferiori, costituiti da profili angolari a lati uguali L150x18 mm disposti a croce, sono verificati nei confronti delle azioni determinate dalla torsione dell'impalcato, poiché a questi elementi è deputato il compito di realizzare una sezione torsio-rigida tra le travi principali e la soletta in estradosso. Le azioni sollecitanti i profili metallici sono valutate ricostruendo i flussi delle azioni di taglio all'interno dei piatti sottili teorici che costituiscono la sezione chiusa equivalente.



Schema della sezione torsio-rigida equivalente

Pertanto noti i momenti torcenti che agiscono sulle travi e che costituiscono il cassone equivalente, applicando la formula di Bredt si ricava l'azione assiale di compressione negli angolari inferiori.

$$\tau = \frac{T}{2\Omega \cdot t_i} = \frac{T}{2(h \times 3 \cdot d) \cdot t_i}$$

Essendo:

- T il momento torcente nel cassone equivalente, pari alla somma dei momenti sulle singole travi;
- h l'altezza misurata ai semi-spessori dei piatti superiore e inferiore, con valore pari a 160 cm;
- d l'interasse tra le travi principali accoppiate, pari nel caso in esame a 390 cm

La componente nel piatto equivalente di chiusura inferiore vale:

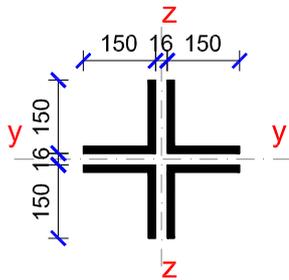
$$V_{Ed} = \frac{T}{2h}$$

Da cui lo sforzo di compressione nelle diagonali può essere calcolato con riferimento all'interasse tra le travi  $d = 390$  cm e l'interasse tra i traversi  $i = 450$  cm, secondo la seguente formula.

$$N_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} \times \frac{i}{3d} = 0,192 \times V_{Ed} = 0,06 \times T$$

Il massimo momento torcente T vale  $4 \times 5381$  kNm, ottenuto tenendo conto dei carichi permanenti e accidentali in transito sul ponte nella sezione in asse appoggio.

### **Diagonali di controvento inferiori, 4L 150x150x18 mm**



Area, A =	204,2 cm <sup>2</sup>
Area anima, A <sub>w</sub> =	9,04 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia rispetto gli assi y e z, I =	4822 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto gli assi y e z, i =	6,87 cm
Momento di inerzia rispetto all'asse inclinato, I <sub>vv</sub> =	435 cm <sup>4</sup>
Raggio minimo rispetto l'asse inclinato, i <sub>v</sub> =	2,92 cm
Sezione compatta in classe 2	

**Massima azione assiale N<sub>Ed</sub> = 1291 kN**

- Lungh. di libera inflessione secondo il piano v-v: L<sub>0</sub> = 298 cm
- Snellezza dell'asta composta:  $\lambda_z = \frac{L_0}{i_z} = 102,1$
- Snellezza di proporzionalità:  $\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}} = \pi \sqrt{\frac{210.000}{355}} = 76,4$
- Snellezza adimensionalizzata:  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_p} = 1,336$
- Coeff. di imperfezione (curva b):  $\alpha = 0,34$
- $\phi = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,586$
- Fattore riduttivo della resistenza:  $\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = 0,410$
- Capacità resistente all'instabilità:  $N_{b,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M1}} = 2830 \text{ kN}$
- Azione massima di compressione: N<sub>Ed</sub> = 1291 kN
- Verifica all'instabilità:  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1291 \text{ kN}}{2830 \text{ kN}} = 0,456 < 1,0$

Si prevede di imbullonare le diagonali di controvento mediante 3+3 M27 cl.10.9 alle piastre di attacco saldate ai profili metallici principali. Su ciascun bullone agisce una forza di taglio pari a 1291 kN / 2 / 6 = 107,6 kN inferiore al taglio resistente del singolo bullone (F<sub>vRd</sub> = 183,6 kN).

## 8.6 CONTROLLI DI DEFORMABILITÀ

Si riportano i valori di calcolo degli spostamenti verticali delle travi principali per le varie condizioni di carico analizzate (abbassamenti positivi).

### Trave di bordo lato esterno curva – L = 38,10 m

- Peso proprio  $\delta z = 137,1 \text{ mm}$  (L/278)
- Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 24,0 \text{ mm}$  (L/1588)
- Carichi accidentali  $\delta z = 35,7 \text{ mm}$  (L/1067)

Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 180 \text{ mm}$  (L/212)

### Trave interna lato esterno curva – L = 36,50 m

- Peso proprio  $\delta z = 109,1 \text{ mm}$  (L/335)
- Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 19,7 \text{ mm}$  (L/1853)
- Carichi accidentali  $\delta z = 29,3 \text{ mm}$  (L/1246)

Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 145 \text{ mm}$  (L/252)

### Trave interna lato interno curva – L = 34,90 m

- Peso proprio  $\delta z = 85,7 \text{ mm}$  (L/407)
- Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 16,5 \text{ mm}$  (L/2115)
- Carichi accidentali  $\delta z = 20,5 \text{ mm}$  (L/1702)

Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 115 \text{ mm}$  (L/303)

### Trave di bordo lato interno curva – L = 33,40 m

- Peso proprio  $\delta z = 64,0 \text{ mm}$  (L/522)
- Sovraccarichi permanenti  $\delta z = 13,7 \text{ mm}$  (L/2438)
- Carichi accidentali  $\delta z = 13,6 \text{ mm}$  (L/2456)

Si prevede una contromonta pari a  $(a + b + 0,5 c) = 85 \text{ mm}$  (L/393)

## 8.7 CARATTERISTICHE DINAMICHE DELL'IMPALCATO E SPETTRI DI PROGETTO PER LE ANALISI SISMICHE

In progetto si prevede di impostare la sovrastruttura su dispositivi con capacità di dissipazione energetica attraverso l'utilizzo di apparecchi di appoggi isolatori antisismici di tipo elastomerico ad alto smorzamento (appoggi HDRB – High Damping Rubber Bearings) allo scopo di limitare le sollecitazioni sulle sottostruttura durante un evento sismico anche particolarmente severo. In particolare si prevede di utilizzare appoggi isolatori a miscela dura del tipo FIP SI-H 450/78, o similari ed equivalenti, aventi le seguenti principali caratteristiche di riferimento:

- max. portata verticale allo SLU:  $V_{SLU} = 7.510 \text{ kN}$
- max. portata verticale in caso di sisma:  $V_{sisma} = 4.220 \text{ kN}$
- rigidezza orizzontale:  $k_h = 2,86 \text{ kN/mm}$
- massimo spostamento per deformazione orizzontale  $\delta_{h, max} = 150 \text{ mm}$
- massima portata orizzontale:  $H_{max} = 429 \text{ kN}$
- smorzamento viscoso della gomma:  $\xi = 15 \%$

Nel risolvere il problema dinamico è stata considerata la massa associata ai pesi propri strutturali (travi e traversi in acciaio, soletta in c.a.) ed ai carichi permanentemente presenti portati (pavimentazione, cordoli, guardrail, barriere, etc.) per un totale di circa 853 kNmassa.

Le analisi dinamiche sono state effettuate utilizzando il modello strutturale a graticcio di travi e traversi, già illustrato nelle sezioni precedenti, che simula le principali proprietà meccaniche delle strutture d'impalcato in esercizio (per azioni variabili di breve durata con  $E_a=210.000 \text{ N/mm}^2$  e  $E_c=33.643 \text{ N/mm}^2$ ).

Il sistema di vincolo in configurazione transitoria di costruzione è quindi realizzato mediante n° 6 appoggi simulati mediante molle multi-direzionali con rigidezza orizzontale (trasversale e longitudinale) pari a  $k_h = 2.860 \text{ kN/m}$ . Il modello strutturale di calcolo consta di: 39 punti nodali; 48 elementi di tipo trave (frames) che riproducono il graticcio d'impalcato (travi e traversi); 12 elementi (springs) – una per ciascuna direzione orizzontale – atti a riprodurre le caratteristiche di vincolo previste.

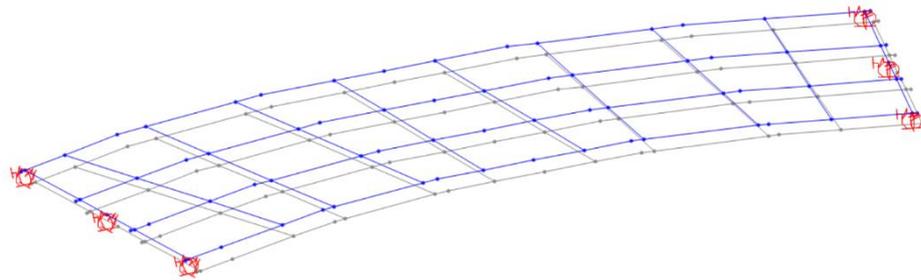
### 8.7.1 CARATTERISTICHE DINAMICHE MODALI

L'analisi sismica è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

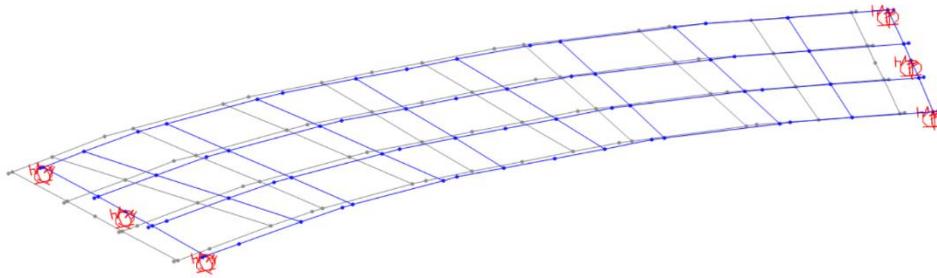
Sono stati considerati un numero di modi propri della struttura tali da mobilitare più dell'85% delle masse partecipanti dell'impalcato; il problema di autovalori è stato risolto limitatamente ai primi 20 modi di vibrare della struttura.

Per l'esame delle azioni che possono impegnare il sistema di vincolo del ponte alle spalle si rimanda alla sezione della presente relazione che è specificamente dedicata alla sintesi delle azioni sui dispositivi di appoggio dell'impalcato.

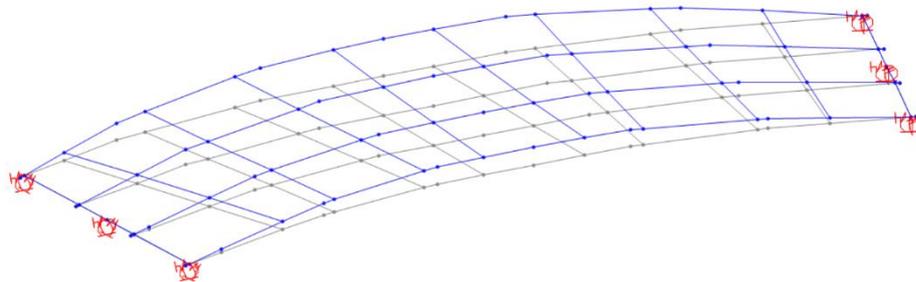
Di seguito si illustrano alcune deformate modali che corrispondono a moti globali dell'impalcato.



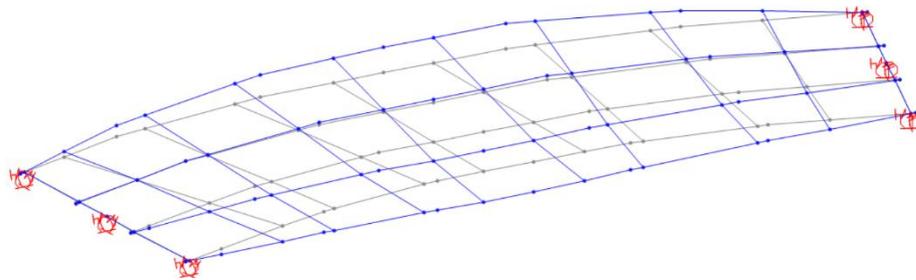
1° modo di vibrare (trasversale) –  $f = 0,693$  Hz



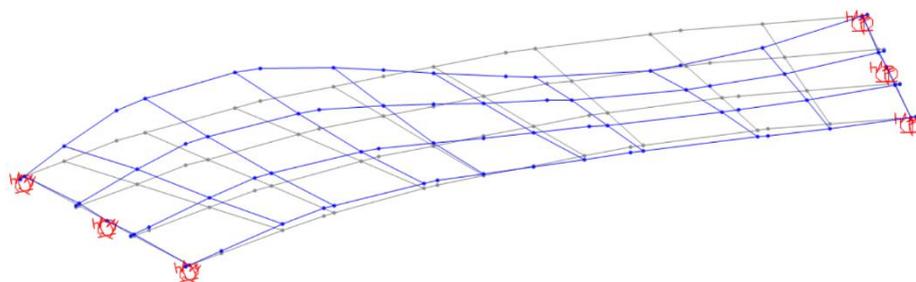
2° modo di vibrare (longitudinale) –  $f = 0,700$  Hz



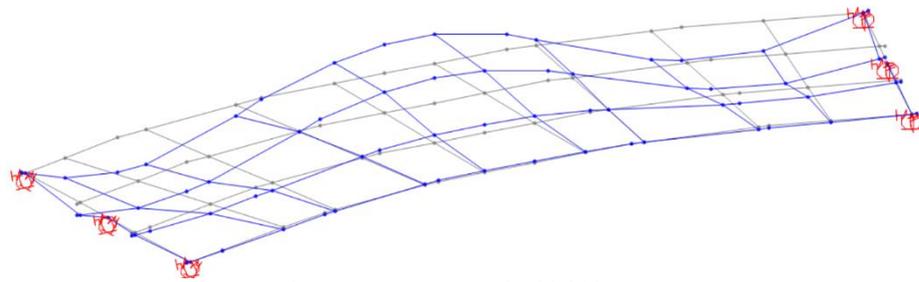
4° modo di vibrare (verticale) –  $f = 2,359$  Hz



6° modo di vibrare –  $f = 4,113$  Hz



11° modo di vibrare –  $f = 9,446$  Hz



17° modo di vibrare – f = 20,211 Hz

Si riportano di seguito le principali caratteristiche modali dell'impalcato.

#### MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

N.	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2	Individual mode			Cumulative mode		
					UX (%)	UY (%)	UZ (%)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
<b>1</b>	<b>1.443</b>	<b>0.693</b>	<b>4.355</b>	<b>18.97</b>	<b>4.97</b>	<b>94.82</b>	<b>0.00</b>	<b>4.97</b>	<b>94.82</b>	<b>0.00</b>
<b>2</b>	<b>1.429</b>	<b>0.700</b>	<b>4.398</b>	<b>19.34</b>	<b>94.09</b>	<b>5.10</b>	<b>0.00</b>	<b>99.06</b>	<b>99.92</b>	<b>0.00</b>
3	0.839	1.192	7.492	56.13	0.93	0.04	0.00	100.00	99.96	0.00
<b>4</b>	<b>0.424</b>	<b>2.359</b>	<b>14.822</b>	<b>219.70</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>76.88</b>	<b>100.00</b>	<b>99.96</b>	<b>76.88</b>
5	0.289	3.459	21.731	472.25	0.00	0.00	0.00	100.00	99.96	76.88
<b>6</b>	<b>0.243</b>	<b>4.113</b>	<b>25.843</b>	<b>667.87</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>5.86</b>	<b>100.00</b>	<b>99.96</b>	<b>82.74</b>
7	0.181	5.532	34.759	1208.2	0.00	0.00	0.00	100.00	99.96	82.74
8	0.143	6.995	43.951	1931.7	0.00	0.00	0.00	100.00	99.96	82.74
9	0.141	7.077	44.466	1977.2	0.00	0.04	0.00	100.00	100.00	82.74
10	0.137	7.318	45.981	2114.2	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	82.74
<b>11</b>	<b>0.106</b>	<b>9.446</b>	<b>59.353</b>	<b>3522.8</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>82.76</b>
12	0.092	10.883	68.377	4676	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	82.77
13	0.089	11.177	70.228	4932	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	82.77
14	0.077	12.989	81.609	6660	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	82.77
15	0.065	15.301	96.138	9242	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	82.78
16	0.057	17.629	110.770	12269	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	82.78
<b>17</b>	<b>0.049</b>	<b>20.211</b>	<b>126.990</b>	<b>16126</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>6.53</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>89.31</b>
18	0.048	21.034	132.160	17467	0.00	0.00	3.29	100.00	100.00	92.60
19	0.046	21.517	135.190	18278	0.00	0.00	0.05	100.00	100.00	92.64
20	0.041	24.607	154.610	23904	0.00	0.00	0.55	100.00	100.00	93.20

### 8.7.2 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO

Come anticipato per il caso di ponti con isolamento sismico, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) viene ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

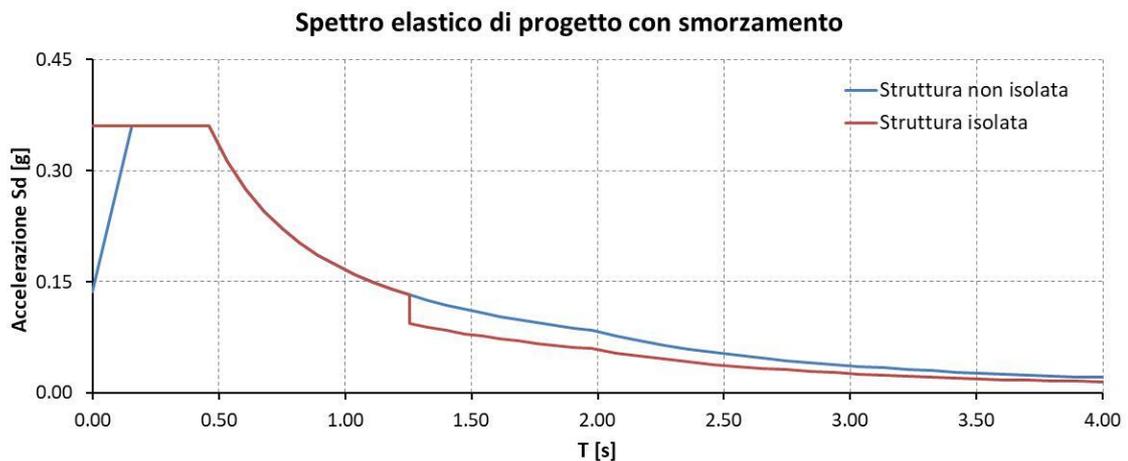
Poiché si prevede di adottare isolatori elastomerici a miscela dura e a smorzamento elevato ( $\xi_{esi} = 15$ ) il fattore  $\eta$  di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{20}} = 0,707$$

L'analisi modale ha consentito di individuare i periodi fondamentali longitudinale e trasversale della struttura isolata:

- |                               |                              |                              |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| - in direzione trasversale:   | $T_{is,T} = 1,443 \text{ s}$ | } $T_{is} = 1,443 \text{ s}$ |
| - in direzione longitudinale: | $T_{is,L} = 1,429 \text{ s}$ |                              |

Pertanto a partire dal valore  $T = T_{is} \times 0,8 = 1,443 \times 0,8 = 1,154 \text{ s}$  gli spettri sono stati ridotti del fattore  $\eta = 0,707$ . Richiamando gli spettri elastici come individuati in precedenza nella presente relazione, nel caso di analisi allo SLV, di seguito vengono visualizzati gli spettri per la struttura isolata utilizzati ai fini delle analisi dinamiche per definire l'entità delle azioni attese sulle sottostrutture di appoggio (spalle).

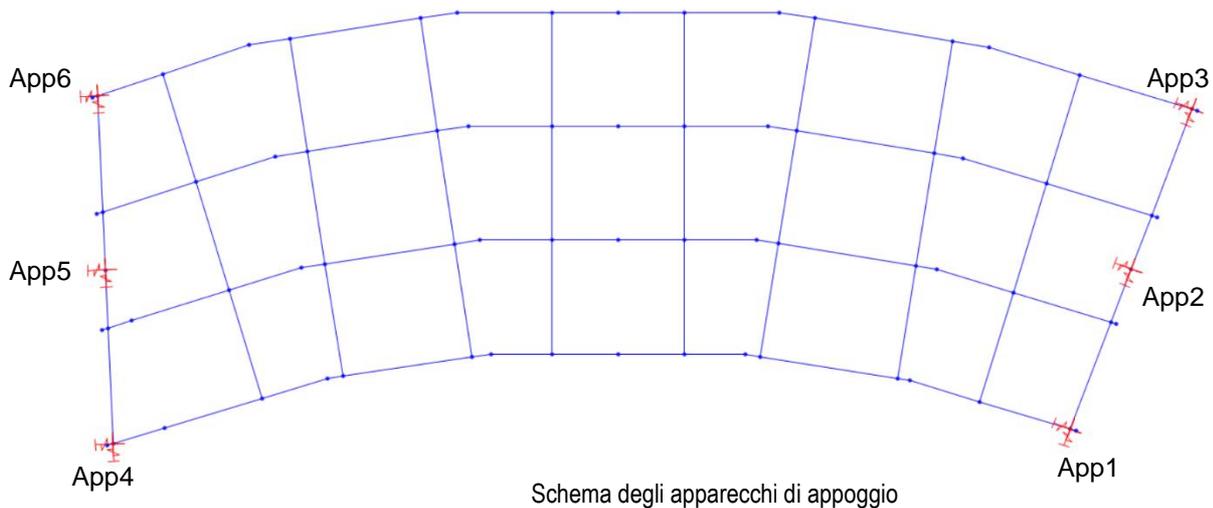


Per la componente verticale del moto, lo spettro di riferimento per la definizione dell'azione sismica è il medesimo spettro elastico con fattore di struttura di valore unitario, come già definito precedentemente nella presente relazione e a cui si rimanda (v. §4.10.2).

## 9.APPOGGI E GIUNTI

### 9.1 APPOGGI ISOLATORI ELASTOMERICI

Si prevede di impostare l'impalcato del ponte sulle sottostrutture (spalle di estremità) previa installazione di n° 6 appoggi isolatori elastomerici antisismici de tipo **HDRB** (High Damping Rubber Bearings) secondo la disposizione qui di seguito schematicamente indicata.



#### 9.1.1 SINTESI TABELLARE DELLE AZIONI SUGLI APPOGGI

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni sugli appoggi per le condizioni di carico precedentemente analizzate unitamente alle loro combinazioni di calcolo.

A valle delle analisi strutturali si è controllato che tutti gli appoggi siano caricati a compressione anche per le combinazioni di carico ove le azioni variabili considerate introducono azioni di decompressione.

Si evidenzia che, per quanto riguarda le azioni sugli apparecchi di appoggio in caso di evento sismico, le componenti orizzontali e verticale del sisma vengono considerate agenti simultaneamente e gli effetti prodotti vengono combinati mediante radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) dei singoli contributi.

Le azioni sugli appoggi sono state sintetizzate assumendo le seguenti notazioni convenzionali di riferimento:

- $V_z$  azione verticale sull'appoggio (positiva se di compressione);
- $H_L$  azione orizzontale in direzione longitudinale, parallela all'asse ponte;
- $H_T$  azione orizzontale in direzione trasversale, ortogonale all'asse ponte.

Allineamento spalla GE – Appoggio n°1		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			390
b)	Carichi permanenti portati			202
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-173
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			16
e)	Frenamento	-71	-12	
f)	Centrifuga	-4	73	
g)	Vento a ponte carico	36	-97	-37
h)	Variazione termica +60°C	30	20	
i)	Sisma SLV - SRSS	117	107	31
l)	Sisma SLC - SRSS	129	118	34
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	-36	-86	818
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	32	-87	325
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	-8	143	630
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	22	-58	397
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	132	117	626
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-132	-117	526
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	144	128	629
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-144	-128	523

Allineamento spalla GE – Appoggio n°2		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			1'181
b)	Carichi permanenti portati			414
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			114
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			1'034
e)	Frenamento	71	12	
f)	Centrifuga	-15	73	
g)	Vento a ponte carico	-38	97	11
h)	Variazione termica +60°C	30	20	
i)	Sisma SLV - SRSS	122	107	65
l)	Sisma SLC - SRSS	134	118	72
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{g1} \times G_1 + \gamma_{g2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	89	122	3'621
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	-34	87	1'759
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	26	27	2'622
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	-23	58	1'716
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	137	117	1'867
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-137	-117	1'553
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	149	128	1'873
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-149	-128	1'546

Allineamento spalla GE – Appoggio n°3		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			1'436
b)	Carichi permanenti portati			563
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			503
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			1'119
e)	Frenamento	83	12	
f)	Centrifuga	-27	73	
g)	Vento a ponte carico	-40	97	52
h)	Variazione termica +60°C	30	20	
i)	Sisma SLV - SRSS	127	107	94
l)	Sisma SLC - SRSS	140	118	103
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Q_i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	103	122	4'341
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	-36	87	2'725
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	15	27	3'087
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	-24	58	2'533
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	142	117	2'317
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-142	-117	2'006
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	155	128	2'326
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-155	-128	1'996

Allineamento spalla SP1 – Appoggio n°4		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			354
b)	Carichi permanenti portati			121
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			-229
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			-40
e)	Frenamento	-71	-17	
f)	Centrifuga	18	-69	
g)	Vento a ponte carico	-8	-94	-33
h)	Variazione termica +60°C	-30	-20	
i)	Sisma SLV - SRSS	111	121	25
l)	Sisma SLC - SRSS	122	133	28
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Q_i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	-130	-126	576
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	-7	-85	136
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	5	-25	455
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	-5	-56	226
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	96	111	492
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-96	-111	404
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	107	123	495
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-107	-123	402

Allineamento spalla SP1 – Appoggio n°5		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			1'085
b)	Carichi permanenti portati			397
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			60
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			988
e)	Frenamento	77	17	
f)	Centrifuga	-9	69	
g)	Vento a ponte carico	6	94	19
h)	Variazione termica +60°C	30	20	
i)	Sisma SLV - SRSS	117	121	66
l)	Sisma SLC - SRSS	129	133	73
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	136	126	3'411
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	5	85	1'580
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	5	25	2'459
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 0,60 g)	4	56	1'553
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	132	131	1'746
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-132	-131	1'428
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	144	143	1'752
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-144	-143	1'421

Allineamento spalla SP1 – Appoggio n°6		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
a)	P. p. strutture in acciaio + soletta in c.a.			1'666
b)	Carichi permanenti portati			691
d <sub>1</sub> )	Azioni variabili da traffico (min scarico verticale)			590
d <sub>2</sub> )	Azioni variabili da traffico (max scarico verticale)			1'323
e)	Frenamento	84	17	
f)	Centrifuga	0	69	
g)	Vento a ponte carico	4	94	58
h)	Variazione termica +60°C	30	20	
i)	Sisma SLV - SRSS	123	122	116
l)	Sisma SLC - SRSS	135	134	128
Combinazione di calcolo - Statica SLU $\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,35 a) + 1,50 b) + 1,35 d <sub>2</sub> ) + 1,35 e) + 0,90 g) + 0,90 h)	144	126	5'124
E <sub>d2</sub>	1,0 a) + 1,0 b) + 1,35 d <sub>1</sub> ) + 0,90 f)	4	85	3'206
Combinazione di calcolo - Statica SLE $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \times Q_{ki})$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,00 d <sub>2</sub> ) + 1,00 f) - 0,60 g) + 0,60 h)	16	137	3'645
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 1,0 d <sub>1</sub> ) + 1,00 e) + 0,60 g) + 0,60 h)	104	85	2'982
Combinazione di calcolo - Sismica $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$		H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)
E <sub>d1</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 i)	138	132	2'738
E <sub>d2</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 i)	-138	-132	2'359
E <sub>d3</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>2</sub> ) + 0,50 h) + 1,00 l)	150	144	2'749
E <sub>d4</sub>	1,00 a) + 1,00 b) + 0,20 d <sub>1</sub> ) - 0,50 h) - 1,00 l)	-150	-144	2'347

### 9.1.2 CARATTERISTICHE E PRESTAZIONI DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

Si prevede di utilizzare appoggi isolatori elastomerici tipo FIP SI-H 450/78, o similari ed equivalenti, isolatori elastomerici tipo **HDRB** (High Damping Rubber Bearings) a mescola dura ed elevato smorzamento, aventi le seguenti principali caratteristiche di riferimento:

- |  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| • max. portata verticale allo SLU:                 | $V_{SLU} = 7.510 \text{ kN}$        |
| • max. portata verticale in caso di sisma:         | $V_{sisma} = 4.220 \text{ kN}$      |
| • rigidezza orizzontale:                           | $k_h = 2,86 \text{ kN/mm}$          |
| • massimo spostamento per deformazione orizzontale | $\delta_{h, \max} = 150 \text{ mm}$ |
| • massima portata orizzontale:                     | $H_{\max} = 429 \text{ kN}$         |
| • smorzamento viscoso della gomma:                 | $\xi = 15 \%$                       |

Dai risultati delle combinazioni di cui alle tabelle precedenti si ha:

#### **Combinazioni di calcolo SLU**

$$V_{z, Ed, \max} = 5.124 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio SLU}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{144^2 + 126^2} \cong 191 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 429 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{191 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 66,8 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

#### **Combinazione sismica SLV**

$$V_{z, Ed, \max} = 2.738 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{138^2 + 132^2} \cong 191 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 429 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{191 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 66,8 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

#### **Combinazione sismica SLC**

$$V_{z, Ed, \max} = 2.749 \text{ kN} < V_{\max, \text{ appoggio, sisma}}$$

$$H_{Ed} = \sqrt{H_L^2 + H_T^2} = \sqrt{150^2 + 144^2} \cong 208 \text{ kN} < H_{\max, \text{ appoggio}} = 429 \text{ kN}$$

$$\delta_{H, Ed} = \frac{H_{Ed}}{K_{hE}} = \frac{208 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 72,7 \text{ mm} < \delta_{h, \max, \text{ appoggi}}$$

Tutti gli appoggi risultano sempre in compressione.

## 9.2GIUNTI DI DILATAZIONE

### Combinazione caratteristica SLE

Azione orizzontale long. sugli appoggi  $H_{L,Ed} = 104 \text{ kN}$   
Escursione longitudinale  $\delta_L = \frac{104 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 36,4 \text{ mm}$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  $H_{T,Ed} = 137 \text{ kN}$   
Escursione trasversale  $\delta_T = \frac{137 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 47,9 \text{ mm}$

### Combinazione sismica SLV

Azione orizzontale long. sugli appoggi  $H_{L,Ed} = 138 \text{ kN}$   
Escursione longitudinale  $\delta_L = \frac{138 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 48,3 \text{ mm}$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  $H_{T,Ed} = 132 \text{ kN}$   
Escursione trasversale  $\delta_T = \frac{132 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 46,2 \text{ mm}$

### Combinazione sismica SLC

Azione orizzontale long. sugli appoggi  $H_{L,Ed} = 150 \text{ kN}$   
Escursione longitudinale  $\delta_L = \frac{150 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 52,5 \text{ mm}$

Azione orizzontale trasversale sugli appoggi  $H_{T,Ed} = 144 \text{ kN}$   
Escursione trasversale  $\delta_T = \frac{144 \text{ kN}}{2,86 \text{ kN/mm}} = 50,4 \text{ mm}$

Si prevede l'installazione di giunti di dilatazione per ponti e viadotti costituiti da elementi deformabili in gomma rinforzata con inserti metallici vulcanizzati. Gli inserti metallici devono essere interamente conglobati nella gomma, onde essere efficacemente protetti dalla corrosione, e devono essere disposti in modo tale che in qualsiasi sezione verticale del giunto sia presente almeno un inserto metallico.

Si prevede, quindi, di utilizzare giunti da installare in corrispondenza delle intercapedini alle testate tra l'impalcato e le spalle, con le seguenti caratteristiche prestazionali:

- ⇒ Escursione longitudinale:  $\pm 70 \text{ mm}$ ;
- ⇒ Escursione trasversale:  $\pm 70 \text{ mm}$ .

## 10. GIUDIZIO MOTIVATO SUI RISULTATI

Preliminarmente alla modellazione di calcolo a elementi finiti, sono stati predisposti dei calcoli semplificati svolti manualmente di controllo e validazione di quanto ottenuto con il software di calcolo.

Si riporta a comparazione e conforto della validità dei conti svolti in modo automatico il valore del momento di calcolo in mezzeria e il taglio di estremità appoggio attesi sul manufatto in progetto con schema in semplice appoggio sotto i carichi per peso proprio e sovraccarichi permanenti.

Il totale del carico è pari a:

Peso proprio carpenteria metallica:	$3,475 \text{ kN/m}^2 \times 14,8 \text{ m} = 51,43 \text{ kN/m}$
Soletta gettata in opera:	$14,8 \text{ m} \times 8,00 \text{ kN/mq} = 118,4 \text{ kN/m}$
<u>Sovraccarichi permanenti (finiture)</u>	<u>66,06 kN/m</u>
<b>TOTALE</b>	<b>235,89 kN/m</b>

Il momento di calcolo in mezzeria vale:

$$M = 235,89 \text{ kN/m} \times 35 \text{ m}^2 / 8 = 36121 \text{ kNm}$$

Il taglio di estremità vale:

$$V = 235,89 \text{ kN/m} \times 35 \text{ m} / 2 = 4128 \text{ kN}$$

Dal modello si ottengono i seguenti valori:

Momento flettente per pesi propri:	$M_{pp} = 27502 \text{ kNm}$
Taglio di estremità per pesi propri:	$V_{pp} = 3020 \text{ kN}$

Momento flettente per carichi permanenti:	$M_{perm} = 10618 \text{ kNm}$
Taglio di estremità per carichi permanenti:	$V_{perm} = 1196 \text{ kN}$

Il momento di calcolo in mezzeria totale è:  $M_{tot} = 38120 \text{ kNm}$

Il taglio di bordo vale:  $V_{tot} = 4216 \text{ kN}$

La differenza tra i valori calcolati è pari a 1999 kNm, circa 5,2% per il momento e 88 kN, circa 2,1% per il taglio.

Le differenze sono contenute al di sotto del 6%; la maggiore differenza registrata per il momento flettente è ascrivibile al tracciato in curva della campata dal quale discende una differente lunghezza teorica di calcolo per ogni singola trave.