

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

VIADOTTI IN INTERFERENZA

IV03 - CAVALCAFERROVIA SU NV62C

Relazione di calcolo dell'impalcato in acciaio L=50m

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0300 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	A.Ferr 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Paolo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A 20783
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Mag-2020	A.Ferr 	Mag-2020	A.Barreca 	Mag-2020	

File: RS3T.3.0.D.09.CL.IV.03.0.0.001.B

n. Elab.: 09_616

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1 Esecuzione del Manufatto.....	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI UTILIZZATI	6
4. MODELLO DI CALCOLO	7
5. ANALISI DEI CARICHI.....	10
5.1 CARICHI PERMANENTI.....	10
5.1.1 <i>Pesi propri (G1)</i>	10
5.1.2 <i>Carichi permanenti portati (G2)</i>	10
5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	11
5.2.1 <i>Azioni verticali da traffico</i>	11
5.2.2 <i>Azioni orizzontali</i>	12
5.2.2.1 Frenatura	12
5.2.2.2 Forza centrifuga.....	12
5.2.2.3 Urto sul sicurvia	12
5.2.2.4 Attrito degli apparecchi di appoggio	13
5.3 AZIONI CLIMATICHE	13
5.3.1 <i>Azione della neve</i>	13
5.3.2 <i>Variazione termica</i>	13
5.3.3 <i>Azione del vento</i>	14
5.4 AZIONE SISMICA.....	15
5.5 COMBINAZIONI DI CALCOLO	16
6. ELEMENTI TRAVI PRINCIPALI.....	20
7. ANALISI MODALE.....	22
8. VERIFICHE SLU	24

8.1	diagrammi delle sollecitazioni	24
8.2	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	29
8.2.1	sezione a	30
8.2.2	sezione b	34
8.2.3	sezione c	38
8.3	Verifiche diaframmi	42
8.4	Verifiche diaframmi intermedi	46
8.5	Verifiche controventi di falda	48
9.	VERIFICHE SLE	50
9.1.1	Fatica	50
9.1.2	Abbassamenti	56
10.	REAZIONI AGLI APPOGGI	57
10.1	SCHEMA APPOGGI	57
10.2	REAZIONI APPOGGI	57
11.	EFFETTI LOCALI.....	58
11.1	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	58
11.1.1	Analisi dei carichi	58
11.1.1.1	Carichi permanenti portati	58
11.1.1.2	Traffico.....	59
12.	VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	70

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo nell'ambito del nuovo collegamento Palermo - Catania

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dell'impalcato stradale della di luce 50m.

L'impalcato in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo ed è caratterizzato da una larghezza complessiva di 15.2m.

L'impalcato in misto acciaio calcestruzzo è costituito da 4 travi metalliche longitudinali. Lo schema è di trave semplicemente appoggiata. Le travi principali hanno altezza di 2600m. Le travi sono connesse in direzione trasversale mediante traversi realizzati con schema reticolare a K, diposti ad interesse di 5 m; in corrispondenza di pile e spalle da profili metallici di tipo HEB1000 . La soletta presenta un'altezza variabile tra 26 e 35 cm circa. Il controvento superiore è realizzato mediante controventi a croce di Sant'Andrea a diagonale tesa e compressa.

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede, da un lato, apparecchi d'appoggio fissi (i due centrali) e multidirezionali (i due esterni), dall'altro un apparecchio unidirezionale longitudinale (uno dei due centrali) e tre multidirezionali.

1.1 ESECUZIONE DEL MANUFATTO

Ciascuna trave è costituita da due tipologie di conci saldati a piena penetrazione (o in alternativa bullonati).

Si prevede di realizzare il varo dell'impalcato con sollevamento delle travi dal basso, attraverso autogrù. Le travi saranno varate a coppia (o in alternativa singolarmente) e poi solidarizzate tramite montaggio in quota dei controventi orizzontali e dei trasversi. Tali elementi verranno collegati tramite bulloni a taglio ad alta resistenza, durante le ore di interruzione notturna del traffico sottostante.

La soletta in cemento armato sarà gettata in opera. Si prevede l'utilizzo di predalles prefabbricate autoportanti in c.a.. Le coppelle saranno provviste di aree libere, in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, per il posizionamento dei connettori saldati.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si effettuerà prima la posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione e quindi il getto a spessore definitivo.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- [N1] **Legge 05/01/1971 n°1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- [N2] **Legge 02/02/1974 n°64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [N3] **D.M. del 17 Gennaio 2018:** Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- [N4] **C.M. 21/01/2019 n.7:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- [N5] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21/12/2018:** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- [N6] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018:** Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [N7] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle **specifiche tecniche di interoperabilità** per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) **N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;**

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo alla istruzione fs 44 M e alla UNI EN **1090-2** (classe di esecuzione exc4 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'appendice b, si puo' utilizzare la classe di esecuzione exc2).

3. MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo per predalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM I÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 35 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 20 mm

Calcestruzzo per solette impalcato

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 40 mm (*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

Acciaio per armature

IN BARRE E RETI ELETTRICALDARE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

Acciaio per carpenteria metallica

ACCIAIO S355J0 UNI EN 10025

Per profilati e lamiere

ACCIAIO S355J2 UNI EN 10025

Per travi ed elementi saldati

ACCIAIO S 235 JR+ C450 ST37/3K $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$

Per pioli

$f_m \geq 450 \text{ N/mm}^2$ EN 13918

BULLONI:

- Viti classe 8.8 UNI EN ISO 898-1, UNI EN 14399-4
- Dadi classe 8 UNI EN 20898-2, UNI EN 14399-4
- Rosette Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6
- Piastrine Acciaio C 50 UNI EN 10083-2, temperato e rinvenuto HRC 32÷40, UNI EN 14399-6

GIOCO FORO BULLONE – STRUTTURE PRINCIPALI:

- 0.3 mm (compresa tolleranza della vite)

GIOCO FORO BULLONE – GRIGLIATI E STRUTTURE PROVVISORIE

- BULLONE FINO A M20 +1 mm (compresa tolleranza della vite)
- BULLONE OLTRE A M20 +1,5 mm (compresa tolleranza della vite)

SALDATURE:

Secondo: "CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI" di RFI, (PARTE II – SEZIONE 12 PONTI, VIADOTTI, SOTTOVIA E CAVALCAVIA).

(*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI. PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.

4. MODELLO DI CALCOLO

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni delle varie parti che costituiscono il viadotto (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le varie azioni di progetto, sono state effettuate modellazioni con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Nello studio globale longitudinale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli le cui rigidzze si differenziano nei tre casi di sezione costituita da solo acciaio, sezione composta omogeneizzata per azioni istantanee e sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata.

Il modello di calcolo per ogni fase è stato ipotizzato come graticcio composto da 4 travi e da trasversi di collegamento in carpenteria metallica.

La soletta è modellata con elementi trave che ne schematizzano il comportamento trasversale. Per ottenerne il corretto funzionamento si sono introdotti bracci fittizi, di rigidzza infinita, che connettono i baricentri delle membrature.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".

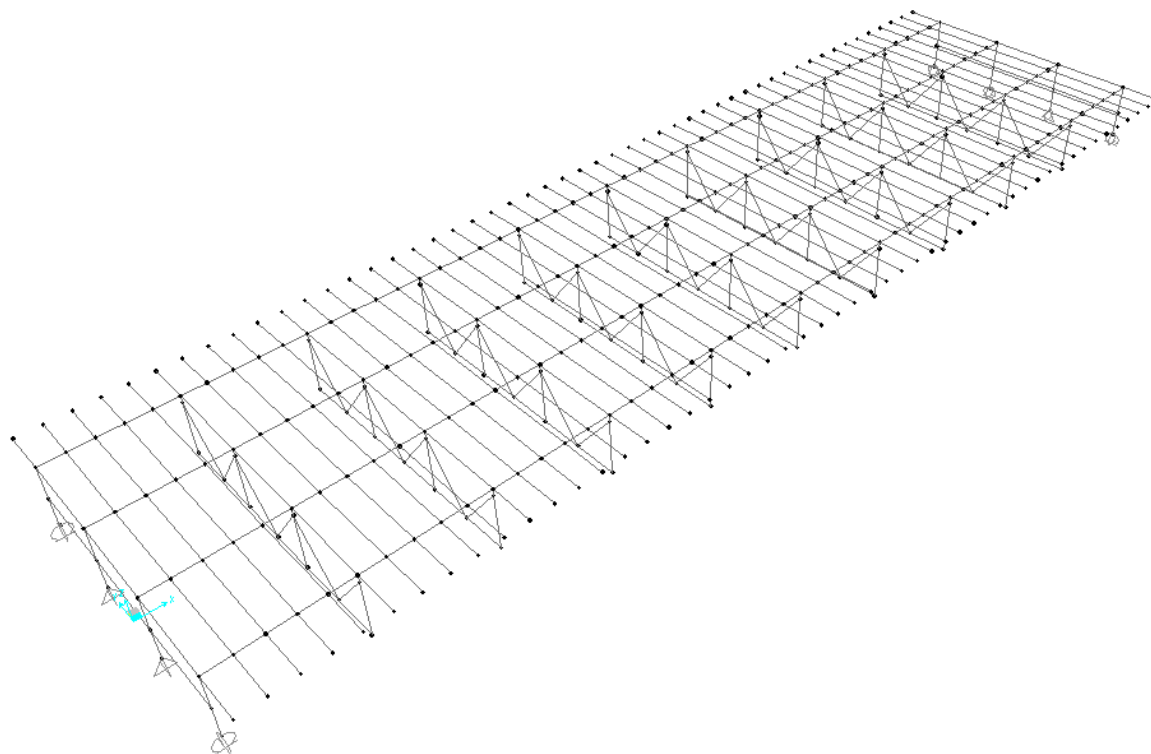


Figura 1. Modello di calcolo impalcato-Sap2000

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al §11.2.10.6 del D.M.'18

Cls a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	28	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25500000	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	4560000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	15200	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico EC_t a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$		1.982	
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$		93.22	coeff nominale di viscosità
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$		1.256	coeff che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$		0.892	coeff per la resistenza del cls
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$		0.968	coeff per la resistenza del cls
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$		2.617	coeff che tiene conto della resistenza del cls
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$		0.475	coeff per l'evoluzione della viscosità nel tempo
$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$		32.46	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\alpha =$		1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u-3} =$		1.000	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$		1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.922 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000349 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000291 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.999977$$

$K_h =$

0.7 parametro che dipende da h_0 secondo il prospetto seguente

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Valori di K_h intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000416$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH0}\right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca,00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.72 \text{ }^\circ\text{C}$$

Lo sforzo su ogni trave risulta pertanto

$$F = \varepsilon * E * b * s = 4494 \text{ kN}$$

Le eccentricità geometriche sono prese in conto direttamente nel modello.

5. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel presente capitolo le azioni considerate nel modello di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti.

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 PESI PROPRI (G1)

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative. Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti.

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative; si precisa tuttavia che al fine di computare masse e pesi dei piatti di irrigidimento dei fazzoletti e delle bullonature si è considerato un moltiplicatore del peso specifico pari a 1.10.

Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti in funzione della lunghezza delle aste e della sezione assegnata.

Peso proprio delle 4 travi in acciaio (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 50 kN/m

Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 110 kN/m

Totale Peso proprio = **160 kN/m**

5.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione stradale (compresi marciapiedi) = $3 \text{ kN/mq} \cdot 15.2 \text{ m} = 45.6 \text{ kN/m}$

Guard rail = = 2 kN/m

Barriere antirumore, parapetti, velette = = 9 kN/m

Totale permanenti portati = **56.6 kN/m**

TOTALE AZIONI PERMANENTI AL METRO (G1+G2) = $216.6 \text{ kN/m} \approx 220 \text{ kN/m}$.

(TOTALE AZIONI PERMANENTI = $220 \cdot 50 = 11000 \text{ kN}$)

5.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

5.2.1 AZIONI VERTICALI DA TRAFFICO

In conformità alla normativa di riferimento (N.T.C.2018 §5.1.3.3), si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria:

SCHEMA DI CARICO 1

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300$ kN e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9$ kN/m² su una larghezza convenzionale pari a 3.00m;
- seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 200$ kN e $q_{2k} = 2.5$ kN/m²;
- area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2.5$ kN/m².

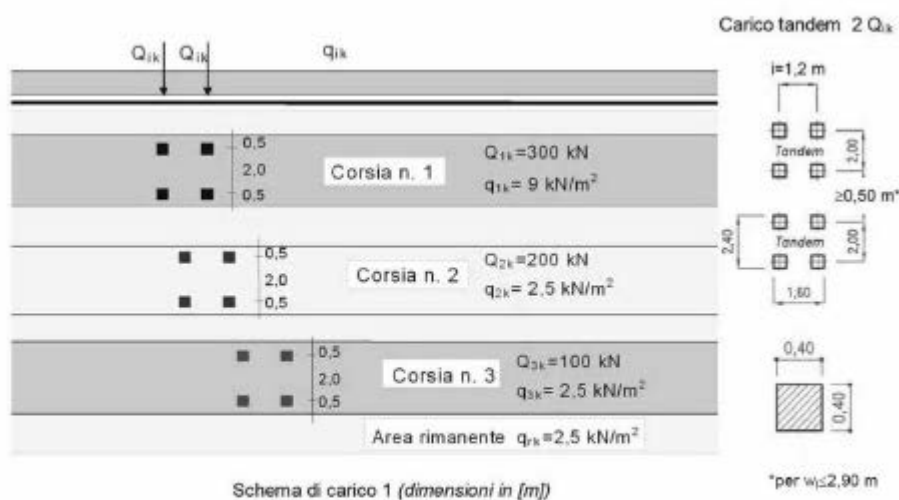


Figura 7: rappresentazione delle stese di carico.

In relazione alle dimensioni dell'impalcato sono state considerate 3 "corsie convenzionali" più una fascia di larghezza pari rispettivamente a 2.5m di "parte rimanente". I sovraccarichi mobili sono considerati nelle diverse disposizioni longitudinali e trasversali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica. Il modello di calcolo utilizzato è implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti SAP2000; tale codice di calcolo, tramite l'utility Moving Load Case, permette di costruire le linee di influenza relative alle distinte sollecitazioni per ciascun punto della struttura (inteso come ciascuna delle stazioni di output definite nell'ambito della descrizione del modello di calcolo), procedendo automaticamente nell'individuazione delle disposizioni longitudinali del carico mobile.

SCHEMA DI CARICO 5 (FOLLA)

Valore del carico da folla = 5 kN/m^2 , comprensivi degli effetti dinamici.

5.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

5.2.2.1 FRENATURA

Per i ponti di 1° categoria la forza di frenamento/accelerazione è determinata secondo la seguente relazione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

La forza così calcolata si assume uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata ed include gli effetti di interazione, per cui si ottiene il seguente valore del carico da applicare lungo l'asse della corsia:

Frenatura		
L	50	m
q ₃	495	kN
q ₃ (filtrata)	495	kN

f = 495 KN azione di frenamento/accelerazione

frip = f/L = 9.9 KN/m azione di frenamento/accelerazione

5.2.2.2 FORZA CENTRIFUGA

La forza centrifuga, coerentemente con quanto indicato dalle vigenti normative, viene considerata con valore pari ad:

Centrifuga		
Raggio planimetrico	210	m
n° corsie	3	
Q _v	1200	kN
q ₄	229	kN

5.2.2.3 URTO SUL SICURVIA

Sulla base delle prescrizioni normative (§5.1.3.10 N.T.C.2018), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvias è stato modellato come una forza orizzontale applicata in corrispondenza delle barriere ad un'altezza pari a 1.0 m dal piano stradale. In particolare, ai fini del calcolo degli effetti locali sulla soletta d'impalcato, si è tenuto conto delle seguenti azioni:

- una forza pari a 100 kN considerata distribuita su 0.50 m diretta in direzione trasversale all'asse impalcato;
- un carico verticale isolato costituito dal *Secondo Schema di Carico*, posizionato in adiacenza al sicurvias stesso e disposto nella posizione più gravosa.

5.2.2.4 ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

L'effetto dell'attrito è stato assunto pari al 3% dei carichi verticali applicati ad apparecchi di appoggio scorrevoli.

5.3 AZIONI CLIMATICHE

5.3.1 AZIONE DELLA NEVE

Per l'opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

5.3.2 VARIAZIONE TERMICA

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme pari a $\pm 25^{\circ}\text{C}$ ed una variazione termica non uniforme (gradiente) pari a $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

5.3.3 AZIONE DEL VENTO

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$vb=vb0 * (1+ks(as/ao-1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	150	150	anni
	αR	1.06	1.06	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.71	29.71	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$qb=0.5*\rho*vb^2$	0.55	0.55	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	20	20	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.81	2.81	
Larghezza impalcato	b	15.2	15.2	m
Altezza impalcato	h1	3	3	m
Altezza veicoli o parapetto	h2	2	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli)	dtot	5	6	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.04	2.53	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.59	1.74	

Riepilogo

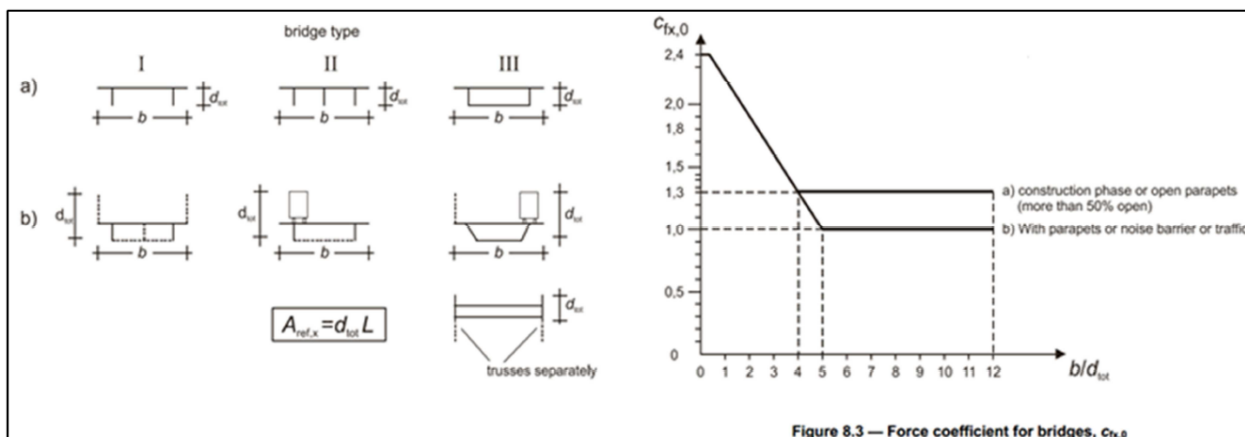
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.55	0.55	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.81	2.81	
Coefficiente di forza	cfx	1.59	1.74	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	5	6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	12.3	16.2	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.46	2.70	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	12.3	16.2	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	12.3		kN/m
Luce impalcato	L	50		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	308		kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	16.2		kN/m
Luce impalcato	L	50		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	405		kN/m



Come illustrato nel seguito l'eccentricità del punto di applicazione della risultante dell'azione pseudostatica del vento dall'asse neutro della sezione a breve termine determina un momento parassita calcolato come segue:

$$M_p = F \cdot e = 16.2 \cdot 1.5 = 24.3 \text{ kNm/m}$$

5.4 AZIONE SISMICA

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate: LONGITUDINE 13.99389, LATITUDINE 37.53523

Ricerca per comune: REGIONE Sicilia, PROVINCIA Catania, COMUNE Ramacca

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito: 

Reticolo di riferimento: 

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

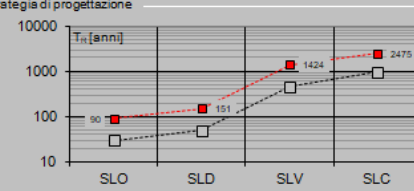
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	Stati limite ultimi - SLU
SLO - $P_{VR} = 81\%$ <input type="text" value="90"/>	SLV - $P_{VR} = 10\%$ <input type="text" value="1424"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$ <input type="text" value="151"/>	SLC - $P_{VR} = 5\%$ <input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



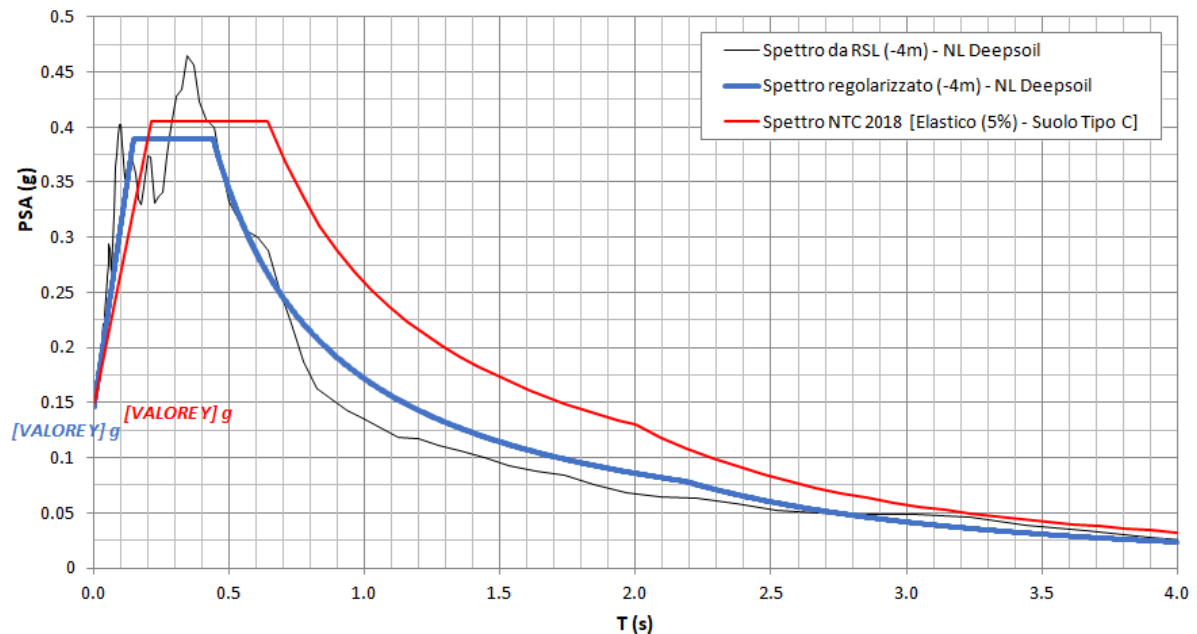
LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Per il viadotto in esame è stato effettuato uno specifico studio di Risposta Simica Locale del quale si riportano i risultati:

IV03 - prova: DH3BV120



5.5 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la struttura.

Verifiche allo stato limite ultimo

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimi è stata condotta controllando che risultasse, per ciascuna sollecitazione considerata:

$$R_d \geq E_d$$

in cui R_d rappresentano le resistenze di calcolo e E_d le sollecitazioni di calcolo nei vari elementi strutturali valutate per le azioni di calcolo F_d ottenute combinando le azioni caratteristiche nella forma

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qki} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione statica}$$

$$F_d = E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione sismica}$$

in cui si sono indicati:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} : valore caratteristico della azione variabile base per ogni combinazione
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile
- E : valore caratteristico dell'azione sismica

I valori γ e Ψ sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 1: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A1

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	γ_G	1.35
Permanente favorevole		1.0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.5
Variabile favorevole		0.0

Tabella 2: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A2

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	Y _G	1.0
Permanente favorevole		1.0
Variabile veicolare sfavorevole veicolare	Y _Q	1.35
Variabile veicolare favorevole		0.0

Tabella 3: coefficienti di combinazione

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dalle N.T.C nei § 2.5.3 e §5.1.3.12.

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

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

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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

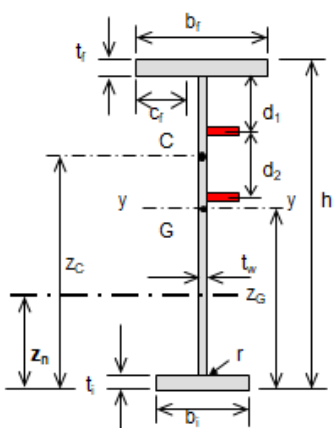
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6. ELEMENTI TRAVI PRINCIPALI

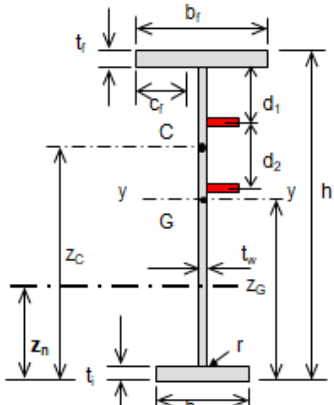
Appoggio - C1:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T):				
 <p>SEZIONE MONO-SIMMETRICA</p>	Altezza totale in campata	$h = \text{cm}$	260	
	Larghezza piattabanda superiore	$b_f = \text{cm}$	80	
	Larghezza piattabanda inferiore	$b_i = \text{cm}$	100	
	Spessore anima	$t_w = \text{cm}$	2	
	Spessore piattabanda superiore	$t_f = \text{cm}$	2.5	
	Spessore piattabanda inferiore	$t_i = \text{cm}$	2.5	
	Raccordo anima-piattabanda	$r = \text{cm}$	0	
	Altezza netta dell'anima	$d = \text{cm}$	255	
	Sporgenza dell'ala superiore	$c_f = \text{cm}$	39.00	
	Sporgenza dell'ala inferiore	$c_i = \text{cm}$	49.00	
	Area della sezione irrigidita	$A = \text{cm}^2$	997.00	
	Posizione asse baricentrico	$z_G = \text{cm}$	125.23	
	Posizione asse neutro plastico	$z_n = \text{cm}$	125.50	
	Posizione a.n.p. per flessione pura	$d_2 = \text{cm}$	125.50	
	Posizione centro di taglio	$z_c = \text{cm}$	89.23	
	Momento di inerzia max.	$J_y = \text{cm}^4$	10370594	
	Momento di inerzia min.	$J_z = \text{cm}^4$	317665	
	Momento di inerzia torsionale	$J_t = \text{cm}^4$	1667	
Modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	76949		
Modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	82814		
Modulo di res. interno piattab. sup.	$W_{yas} = \text{cm}^3$	78404		
Modulo di res. interno piattab. inf.	$W_{yis} = \text{cm}^3$	84501		
Modulo di res. min. = MIN (W_{ys}, W_{yi})	$W_{d,min} = \text{cm}^3$	76949		
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	92730		
Anima irrigidita ?	y	N° irrigid.	1	≤ 4
				$d1 = \text{cm}$

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		$d ; d_1$	d_2	d_3	d_4		
Larghezza/spessore : Anima	$d/t_w =$	37.50	90.00			$\alpha_y =$	0.518
Piattabande	$c/t =$	15.60				$\psi_y =$	-1.000
asse neutro el. = cm 130.000	$\alpha_d =$	1.000	0.317				
	$\phi_d =$	0.412	-2.429				
	$c_{\psi} =$	-0.412	2.429				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	26.85	92.49				
	classe 2	30.92	106.62				
	classe 3	42.40	106.62				
	$k_c =$						
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				classe dell'anima	3
	classe 2	8.14				in cond. di incendio	4
	classe 3	11.39				classe piattabanda	4

CLASSE SEZIONE	4
----------------	---

Campata – C2:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T):			
 <p>SEZIONE MONO-SIMMETRICA</p>	Altezza totale in campata	$h = \text{cm}$	260
	Larghezza piattabanda superiore	$b_f = \text{cm}$	80
	Larghezza piattabanda inferiore	$b_i = \text{cm}$	100
	Spessore anima	$t_w = \text{cm}$	2.2
	Spessore piattabanda superiore	$t_f = \text{cm}$	3.6
	Spessore piattabanda inferiore	$t_i = \text{cm}$	4
	Raccordo anima-piattabanda	$r = \text{cm}$	0
	Altezza netta dell'anima	$d = \text{cm}$	252.4
	Sporgenza dell'ala superiore	$c_f = \text{cm}$	38.90
	Sporgenza dell'ala inferiore	$c_i = \text{cm}$	48.90
	Area della sezione irrigidita	$A = \text{cm}^2$	1283.84
	Posizione asse baricentrico	$z_G = \text{cm}$	120.21
	Posizione asse neutro plastico	$z_i = \text{cm}$	111.96
	Posizione a.n.p. per flessione pura	$d_z = \text{cm}$	111.96
	Posizione centro di taglio	$z_C = \text{cm}$	83.36
	Momento di inerzia max.	$J_y = \text{cm}^4$	14332051
	Momento di inerzia min.	$J_z = \text{cm}^4$	489663
	Momento di inerzia torsionale	$J_t = \text{cm}^4$	4330
Modulo di res. esterno piattab. sup.	$W_{ys} = \text{cm}^3$	102527	
Modulo di res. esterno piattab. inf.	$W_{yi} = \text{cm}^3$	119224	
Modulo di res. interno piattab. sup.	$W_{yas} = \text{cm}^3$	105237	
Modulo di res. interno piattab. inf.	$W_{yis} = \text{cm}^3$	123327	
Modulo di res. min. = MIN (W_{ys}, W_{yi})	$W_{d,min} = \text{cm}^3$	102527	
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = \text{cm}^3$	125162	
Anima irrigidita ?	y	N° irrigid.	1 <= 4 $d1 = \text{cm}$ 75.00

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		$d ; d_1$	d_2	d_3	d_4		
Larghezza/spessore:	Anima	$d/t_w =$	34.09	80.64			$\alpha_y =$ 0.572
	Piattabande	$c/t =$	10.81				$\psi_y =$ -0.932
asse neutro el. = cm 125.409		$\alpha_d =$	1.000	0.391			
		$\phi_d =$	0.427	-2.168			
		$c_{\psi} =$	-0.459	2.327			
Limite larghezza/spessore anima:	classe 1		26.85	74.83			
	classe 2		30.92	86.26			
	classe 3		42.13	86.26			
	$k_c =$						
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1		7.32			classe dell'anima	3
	classe 2		8.14			in cond. di incendio	4
	classe 3		11.39			classe piattabanda	3

CLASSE SEZIONE **3**

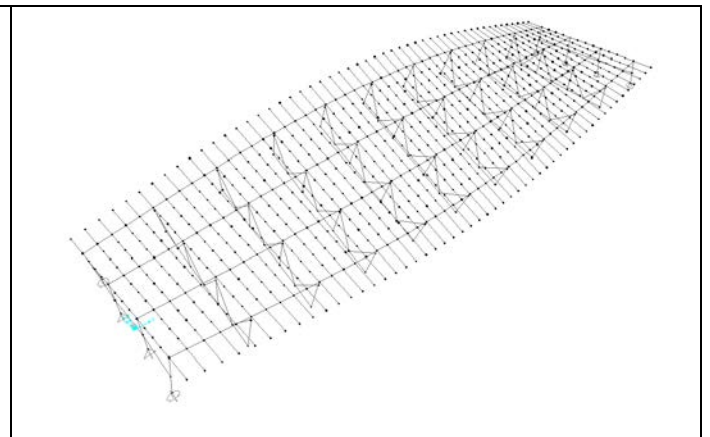
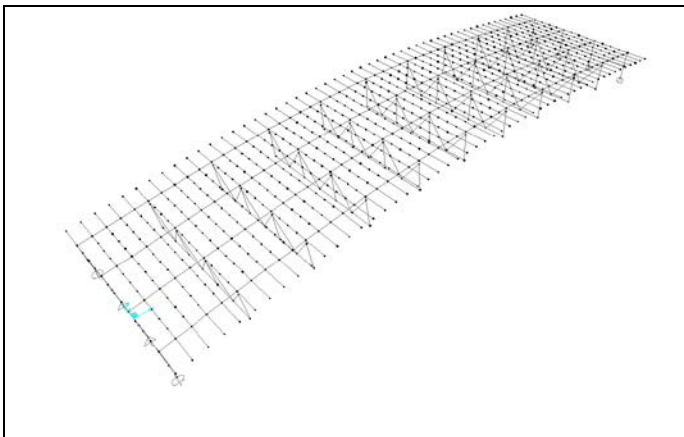
7. ANALISI MODALE

Si riportano in termini numerici, come output del modello di calcolo, i risultati dell'analisi modale dell'impalcato. Si riportano i primi 12 modi di vibrare che garantiscono l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

Si evidenziano i primi 4 periodi propri di vibrare.

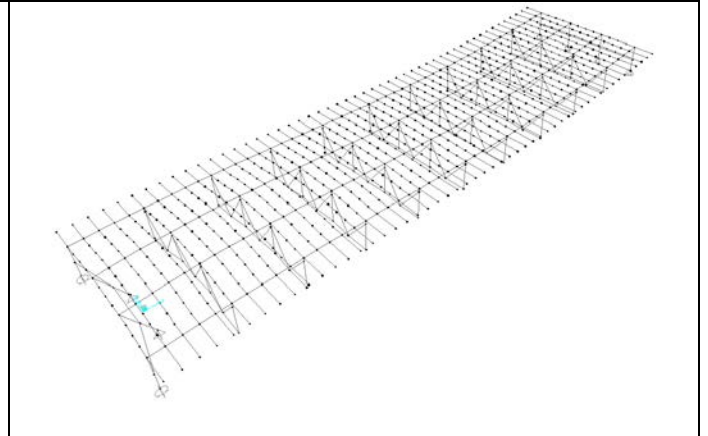
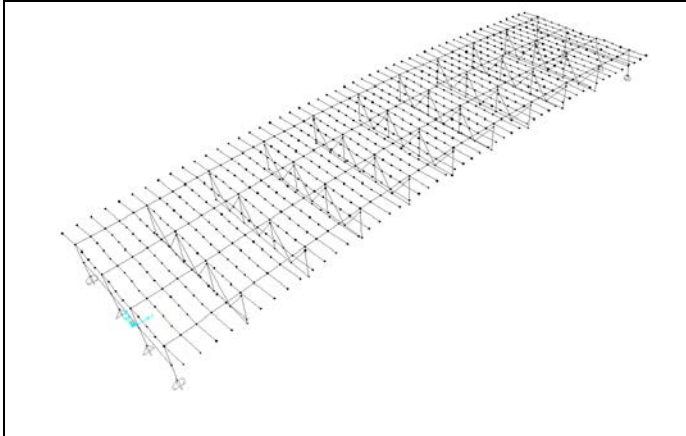
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL1	Mode	1	0.52	5.00%	0.00%	75.26%	5.00%	0.00%	75.26%	0.00%	0.00%
MODAL1	Mode	2	0.52	0.00%	0.09%	0.00%	5.00%	0.09%	75.26%	0.06%	0.06%
MODAL1	Mode	3	0.28	0.00%	92.24%	0.00%	5.00%	92.33%	75.26%	74.16%	74.22%
MODAL1	Mode	4	0.23	92.20%	0.00%	3.46%	97.21%	92.33%	78.71%	0.00%	74.22%
MODAL1	Mode	5	0.15	0.00%	0.05%	0.00%	97.21%	92.39%	78.71%	2.11%	76.33%
MODAL1	Mode	6	0.14	0.00%	0.22%	0.00%	97.21%	92.61%	78.71%	19.56%	95.89%
MODAL1	Mode	7	0.14	2.18%	0.00%	0.04%	99.38%	92.61%	78.75%	0.00%	95.90%
MODAL1	Mode	8	0.08	0.00%	6.87%	0.00%	99.38%	99.47%	78.75%	3.18%	99.08%
MODAL1	Mode	9	0.07	0.00%	0.00%	6.77%	99.38%	99.47%	85.52%	0.00%	99.08%
MODAL1	Mode	10	0.07	0.43%	0.00%	1.24%	99.81%	99.47%	86.76%	0.00%	99.08%
MODAL1	Mode	11	0.06	0.00%	0.14%	0.00%	99.81%	99.61%	86.76%	0.65%	99.73%
MODAL1	Mode	12	0.03	0.03%	0.00%	7.14%	99.84%	99.61%	93.90%	0.00%	99.73%



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	23 di 70

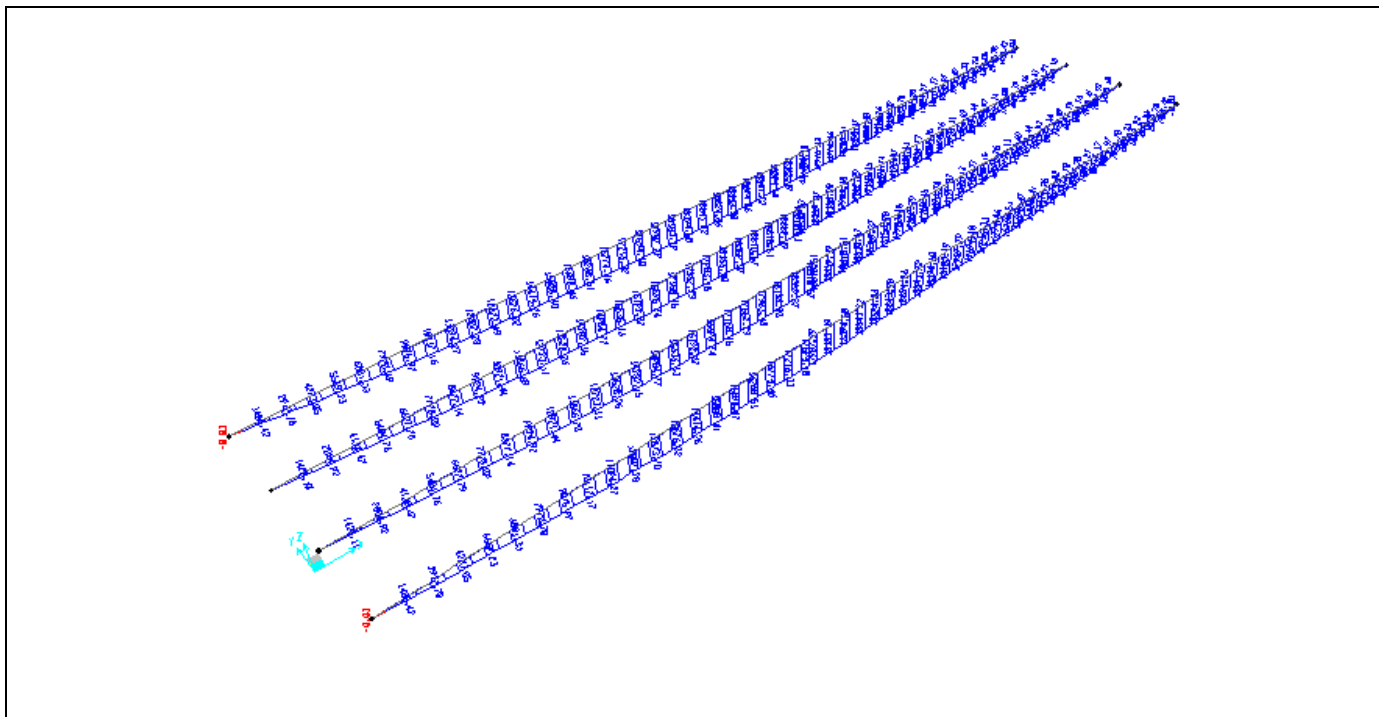


8. VERIFICHE SLU

Si effettuano le verifiche di resistenza degli elementi costituenti la carpenteria metallica combinando le azioni agenti allo S.L.U..

8.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni relativi alle 3 fasi:



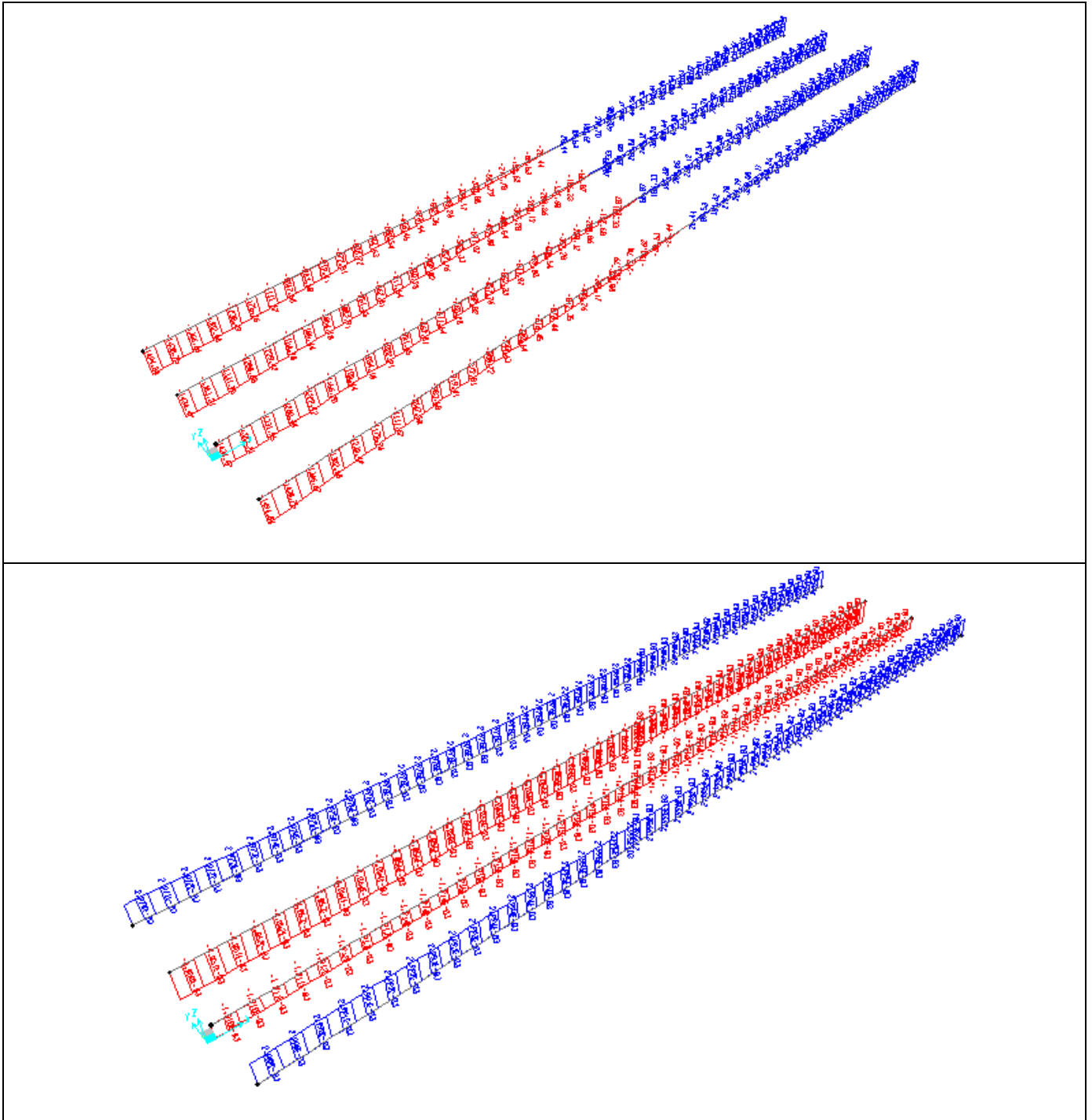
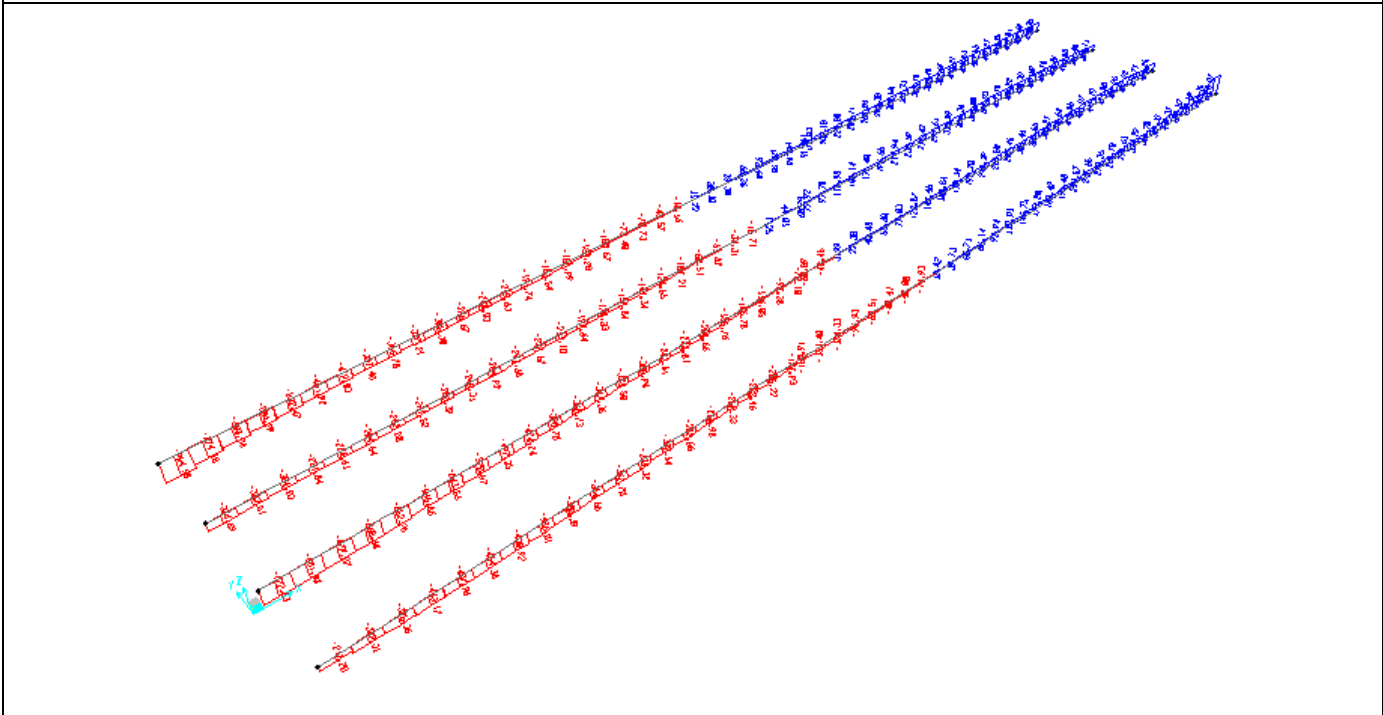
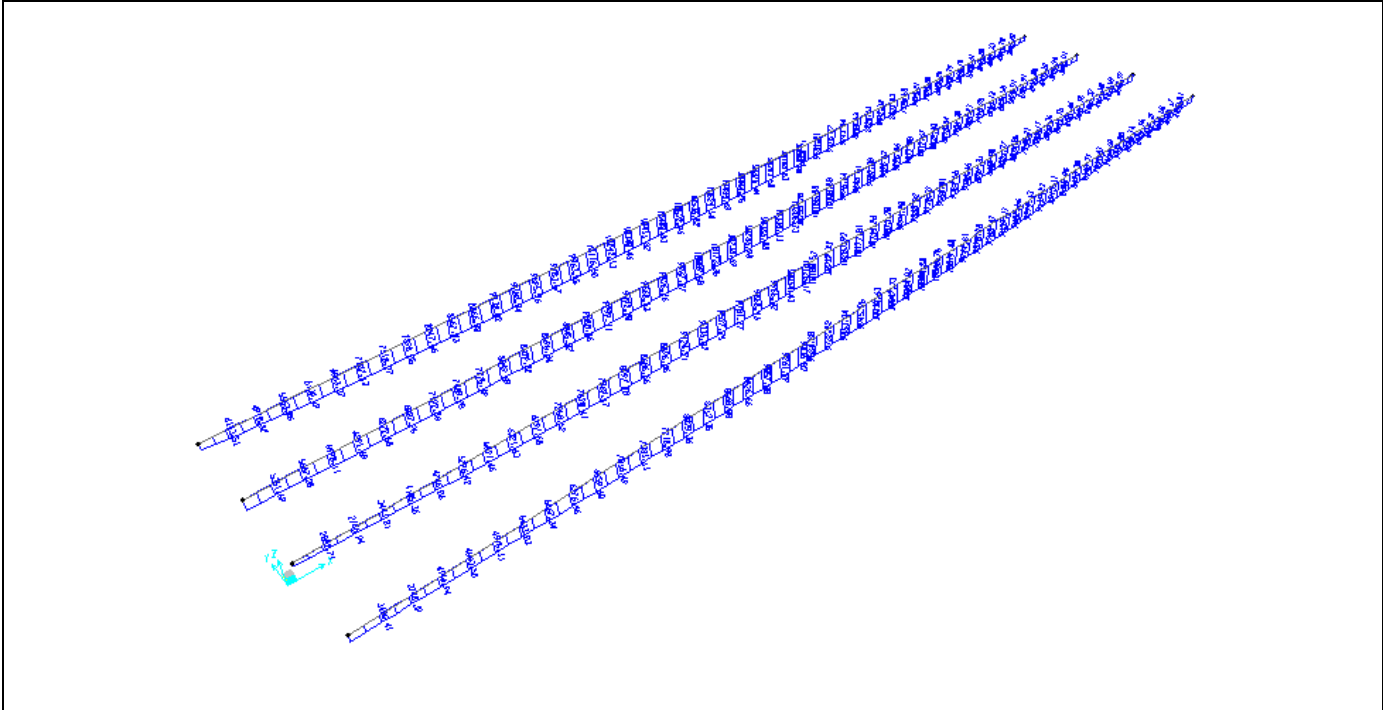


Figura 2. Fase 1 M-V-N (kN-m)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	26 di 70



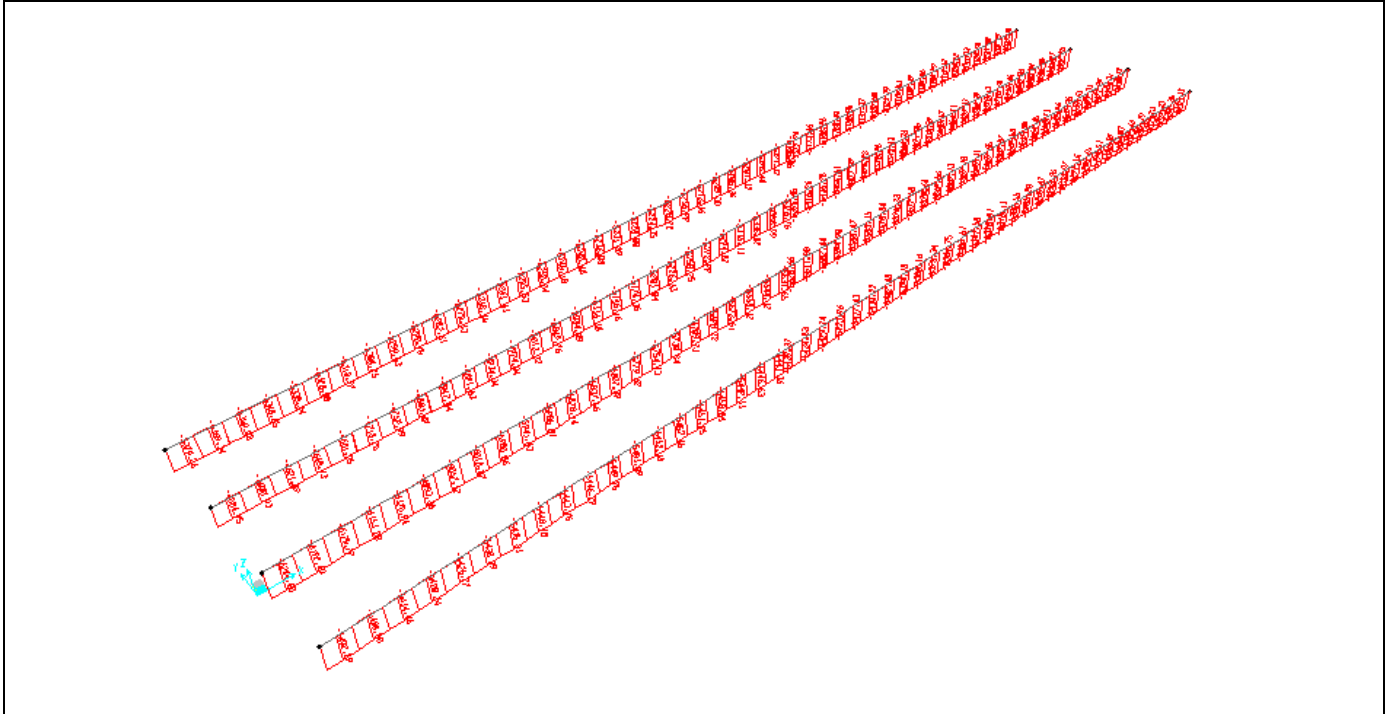
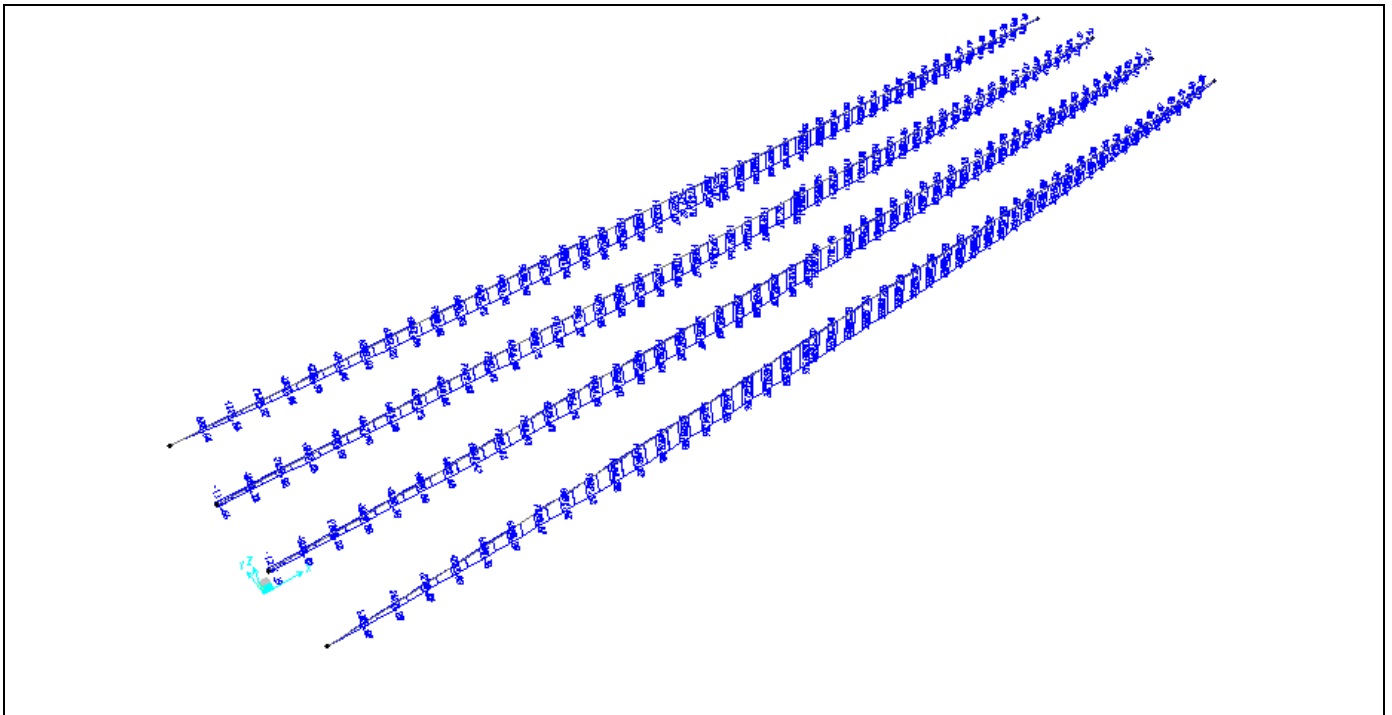


Figura 3. Fase 2 M-V-N (kN-m)



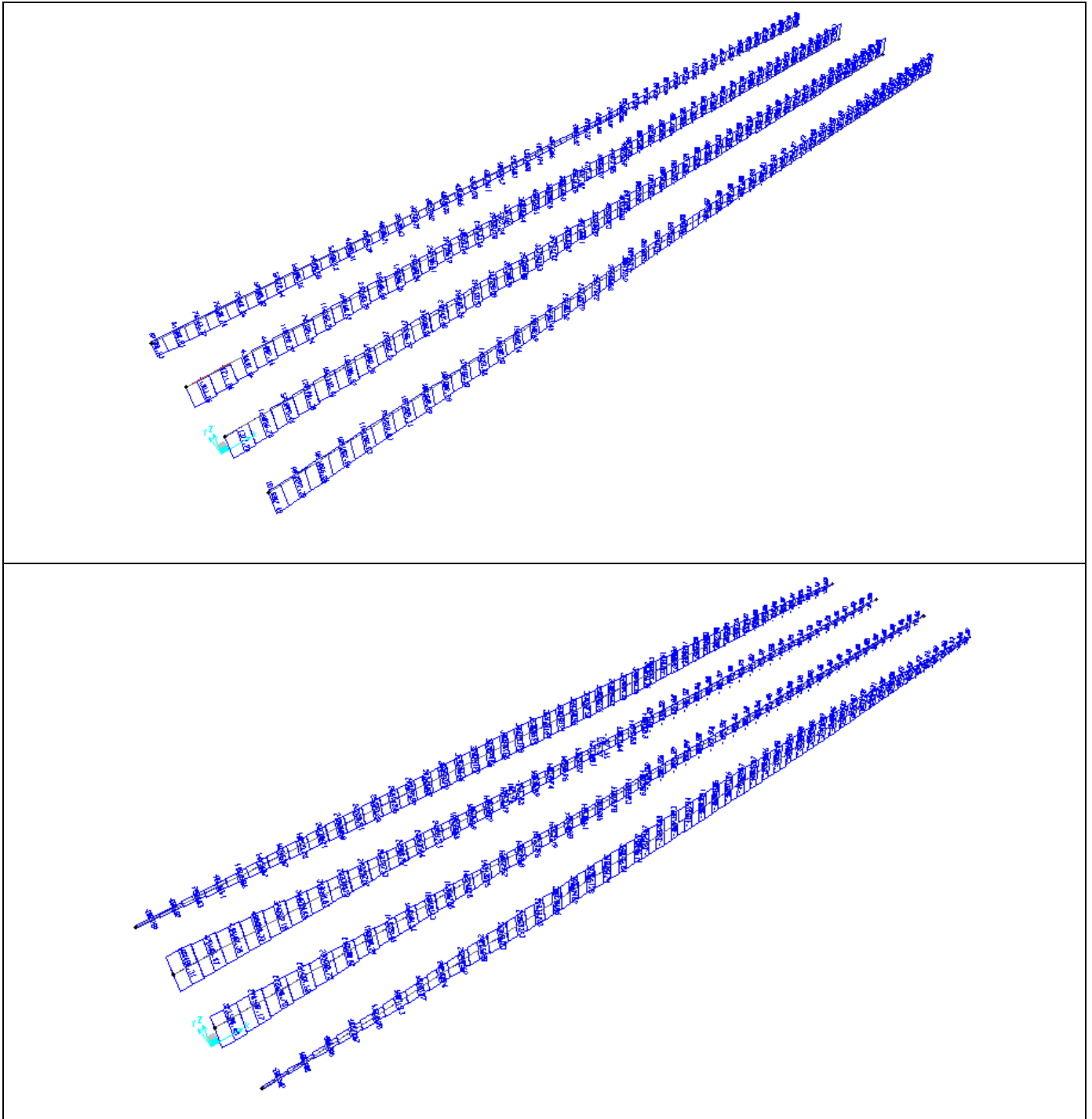
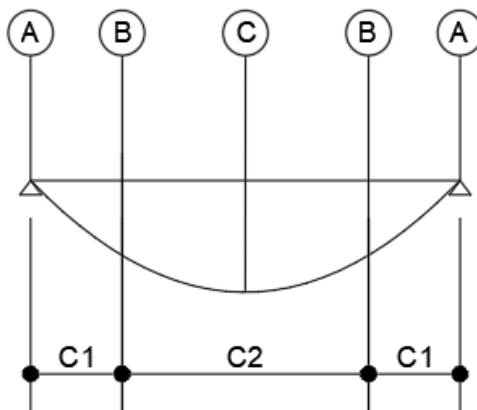


Figura 4. Fase 3 M-V-N (kN-m)

8.2 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Nell'esposizione dei risultati delle analisi e delle verifiche si fa riferimento ad una numerazione delle sezioni, che è dettagliata nella figura successiva.



Riepilogo sollecitazioni SLU:

	FASE 1			FASE 2			FASE 3		
	<i>kN</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN*m</i>	<i>kN</i>
	N	M	T	N	M	T	N	M	T
A	0	0	1486	5393	5468	585	3856	2090	1355
B	0	11448	905	5393	10058	335	3856	12603	920
C	0	17730	10	5393	12545	20	3856	18266	420

Si riportano di seguito le verifiche delle travi d'impalcato secondo la teoria elastica, per ciascuna fase di carico:

$$R_i = [N_{Ed}/A \pm (N_{Ed} * e_N + M_{Ed}) / W_{eff}] / f_{yd}$$

8.2.1 SEZIONE A

Fase 1

VERIFICA DI STABILITÀ A TAGLIO DELL'ANIMA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :


$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{\text{test}} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{\text{test}} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{\text{test}} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{h_w}}$$

$$\begin{aligned} I_{st1} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ I_{st} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ k_{\text{test}} &= 10.14 \\ d_{\text{eff},1} &= 50.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$


$$\begin{aligned} k_{\tau} &= 13.14 \\ k_{\tau i} &= 3.27 \end{aligned}$$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 209.02 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.197 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.202 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$M_{f,Rd} = 1391351 \text{ kNcm}$$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.472076$$

$$\eta_4 = \quad < 1$$

Fase 2

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	1449
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	173.74
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	17471312
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	202535
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	100562
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wyys = cm ³	155628
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyci = cm ³	202535
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	100562
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	54.67
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	126246

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :


$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{I_{st} h_w}$$

$$\begin{aligned} I_{sl1} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ I_{sl} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 10.14 \\ d_{eff,1} &= 50.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$


$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 13.14 \\ k_{ci} &= 3.27 \end{aligned} \right\}$$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 176.74 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.078 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.080 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.443789$$

$$M_{f,Rd} = 1391351 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = < 1$$

Fase 3

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	2431
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	213.84
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	23294211
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	504689
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	108931
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wy _{cs} = cm ³	322833
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyc _i = cm ³	504689
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	108931
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	54.67
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	167179

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :


$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

$$\begin{aligned} I_{sl1} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ I_{sl} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 10.14 \\ d_{eff,1} &= 50.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}$$


$$\begin{aligned} k_{\tau} &= 13.14 \\ k_{ci} &= 3.27 \end{aligned}$$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 204.30 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.179 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.184 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.443789$$

$$M_{f,Rd} = 1391351 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = < 1$$

Riepilogo:

	Fase1	Fase2	Fase3	Ver.	
Piat. Inf.	0	0.019	0.011	✓ 0.03	<1
Piat. Sup.	0	0.174	0.055	✓ 0.23	<1
σ_{cls}		4.02	3.72	✓ 7.74	<18.1 Mpa
σ_{acc}				✓ 0.00	<39.1 kg/cmq
Taglio	0.197	0.078	0.179	✓ 0.45	<1

8.2.2 SEZIONE B

Fase 1

VERIFICA DI RESISTENZA DELLA TRAVE NELLA FASE DI COSTRUZIONE

Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	510.00	cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{pl,Rd} =$	9955	kN
$V_{Ed,max} < 50\% V_{pl,Rd}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$	$\rho =$	0.000	
Verifica di resistenza per sezione di classe	4	$A_w =$	510	cm ²
		$\gamma_{M0} =$	1.05	
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} =$	33.81	kN/cm ²
				cm ³
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0.000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0.500	
$r = (1-n) / (1-0.5 \cdot a) =$	1.000	$r =$ fattore di riduzione		
$N_{1,Rd} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd} =$	8427	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	8621	
$N_{v,Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$		$N_{Ed} \leq N_{v,Rd}$ (cl <= 2) =	0	kN
$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$		NO carico assiale	0.519	-0.423
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$ o $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d$	$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d =$	3135161	kNcm
con taglio : cl. >= 3	$R_{M,N,v} = [N_{Ed}/A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v}] / f_d$	$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} =$	2207341	kNcm
con taglio : cl. <= 2	$M_{Nv,Rd} = [W_{pl,y} \cdot v / (4 \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) \cdot f_y^2)] \cdot f_d$	$M_{Nv,Rd} =$		kNcm
$v =$ fattore di simmetria =	$2 \cdot [(1 - (z_G - t_f) / h_w)^2 + ((z_G - t_f) / h_w)^2] =$	1.00125		per sez. di classe <= 2
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1- ρ)	$R_{M,N,v} =$		< 1

Area efficace ridotta :	caratteristiche sezione efficace ridotta per taglio	
flangia superiore :	$A_{fl,min} = 159.82$ cm ²	$A_r'' = 916.45$ cm ²
flangia inferiore :	$A_{fl,inf} = 159.82$ cm ²	$z_G'' = 116.83$ cm
anima :	$A_w \cdot (1-\rho) = 290.93$ cm ²	$J_{y_r}'' = 9346911$ cm ⁴
	$A_{eff,v} = 610.57$ cm ²	$W_{eff,s} = 65288$ cm ³
	$W_{pl,y,fl} = 41153$ cm ³	$W_{eff,i} = 80001$ cm ³
	$W_{eff,y,pl} = 87174$ cm ³	$W_{eff,min} = 65288$ cm ³

VERIFICA DI STABILITA' A TAGLIO DELL'ANIMA

Coefficiente di stabilita' a taglio per piatti irrigiditi : $\gamma_{M1} = 1.05$

$$\left. \begin{aligned} k_t &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_t &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{I_{st}}$$

$I_{st1} = 2270$ cm⁴
 $I_{st} = 2270$ cm⁴
 $k_{t,st} = 10.14$
 $d_{eff,1} = 50.82$ cm

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_t = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$

$k_z = 13.14$
 $k_{z1} = 3.27$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilita' per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{b,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{f,Rd}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 67.51 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.122 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.123 < 0.5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0.5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$ $M_{f,Rd} = 1391351$ kNcm

$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}$ $\tilde{\eta}_1 = 0.472076$ $\eta_4 =$ < 1

Fase 2

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	1449
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	173.74
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	17471312
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	202535
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	100562
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wy _{cs} = cm ³	155628
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyc _i = cm ³	202535
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	100562
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	54.67
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	126246

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :

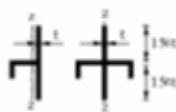
$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{I_{sl} h_w}$$

$$\begin{aligned} I_{sl1} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ I_{sl} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 10.14 \\ d_{eff,1} &= 50.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}$$


$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 13.14 \\ k_{ci} &= 3.27 \end{aligned} \right\}$$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 99.79 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.045 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.046 < 0,5$$

$$\text{per } \tilde{\eta}_3 > 0,5 \quad \eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.443789$$

$$M_{f,Rd} = 1391351 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = < 1$$

Fase 3

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	2431
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	213.84
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	23294211
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	504689
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	108931
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wy _{cs} = cm ³	322833
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyc _i = cm ³	504689
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	108931
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	54.67
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	167179

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :

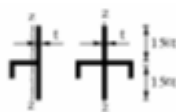
$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.980392$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

$$\begin{aligned} I_{sl1} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ I_{sl} &= 2270 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 10.14 \\ d_{eff,1} &= 50.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}$$


$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 13.14 \\ k_{ci} &= 3.27 \end{aligned} \right\}$$

$h_w / t = 127.50 > 76.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 11946.20 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 37.52 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7349.22 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.125 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.125 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.443789$$

$$M_{f,Rd} = 1391351 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = \quad < 1$$

Riepilogo:

	Fase1	Fase2	Fase3	Ver.	
Piat. Inf.	0.423	0.154	0.274	✓ 0.85	<1
Piat. Sup.	0.519	0.241	0.116	✓ 0.88	<1
σ_{ls}		5.66	9.15	✓ 14.81	<18.1 Mpa
σ_{acc}				✓ 0.00	<39.1 kg/cmq
Taglio	0.122	0.045	0.125	✓ 0.29	<1

8.2.3 SEZIONE C

Fase 1

VERIFICA DI RESISTENZA DELLA TRAVE NELLA FASE DI COSTRUZIONE

Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	555.28	cm ²
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{pl,Rd} =$	10839	kN
$V_{Ed,max} < 50\% V_{pl,Rd}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$	$\rho =$	0.000	
Verifica di resistenza per sezione di classe	3	$A_w =$	555.28	cm ²
		$\gamma_{M0} =$	1.05	
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} =$	33.81	kN/cm ²
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0.000	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A =$	0.500	
$r = (1-n) / (1-0.5 \cdot a) =$	1.000	$r =$ fattore di riduzione		
$N_{1,Rd} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd} =$	10852	$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 =$	9387	
$N_{v,Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$		$N_{Ed} \leq N_{v,Rd}$ (cl <= 2) =	0	kN
$N_{Ed} < \min(N_{1,Rd}; N_{2,Rd})$		NO carico assiale	0.511	-0.440
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd}$ o $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$		0.511	< 1
con taglio : cl. >= 3	$R_{M,N,V} = [N_{Ed}/A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v}] / f_d$			
con taglio : cl. <= 2	$M_{Nv,Rd} = [W_{pl,y} \cdot v / (4 \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) \cdot f_y^2)] \cdot f_d$	$M_{Nv,Rd} =$		kNcm
$v =$ fattore di simmetria =	$2 \cdot [(1 - (z_G - t_f) / h_w)^2 + ((z_G - t_f) / h_w)^2] =$	1.02089		per sez. di classe <= 2
se $V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza dell'area di taglio ridotta del fattore (1-ρ)	$R_{M,N,V} =$		< 1

Area efficace ridotta :	caratteristiche sezione efficace ridotta per taglio	
flangia superiore :	$A_{fl,min} =$ 288.00 cm ²	$A_r'' =$ 1235.58 cm ²
flangia inferiore :	$A_{fl,inf} =$ 288.00 cm ²	$z_G'' =$ 117.95 cm
anima :	$A_w \cdot (1-\rho) =$ 336.44 cm ²	$J_{y_r}'' =$ 13986782 cm ⁴
	$A_{eff,v} =$ 912.44 cm ²	$W_{eff,s} =$ 98463 cm ³
	$W_{pl,y,fl} =$ 73786 cm ³	$W_{eff,i} =$ 118584 cm ³
	$W_{eff,y,pl} =$ 125162 cm ³	$W_{eff,min} =$ 98463 cm ³

VERIFICA DI STABILITA' A TAGLIO DELL'ANIMA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi : $\gamma_{M1} =$ 1.05

$$\left. \begin{aligned} k_t &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_t &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.990491$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{h_w}}$$

$I_{st1} = 2394$ cm⁴
 $I_{st} = 2394$ cm⁴
 $k_{st} = 8.41$
 $d_{eff,1} = 55.70$ cm

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_t = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$

$k_z = 12.80$
 $k_{z1} = 3.03$

$h_w / t = 114.73 > 75.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 13006.84 \quad V_{b,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{f,Rd}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 265.01 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8537.49 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.001 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.001 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$ $M_{f,Rd} = 2494656$ kNcm
 $\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl,f,Rd}$ $\tilde{\eta}_1 = 0.58952$ $\eta_4 =$ < 1

Fase 2

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	1784
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	165.64
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	23154573
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	245389
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	139788
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wyys = cm ³	192380
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyci = cm ³	245389
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	139788
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	62.99
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	159414

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :


$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.990491$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{h_w}}$$

$$\begin{aligned} I_{st1} &= 2394 \text{ cm}^4 \\ I_{st} &= 2394 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 8.41 \\ d_{eff,1} &= 55.70 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$


$$\begin{aligned} k_{\tau} &= 12.80 \\ k_{ci} &= 3.03 \end{aligned}$$

$h_w / t = 114.73 > 75.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 13006.84 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 400.09 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8537.49 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.002 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.002 < 0,5$$

per $\tilde{\eta}_3 > 0,5$ $\eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.58952$$

$$M_{f,Rd} = 2494656 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = \quad < 1$$

Fase 3

sezione efficace omogenea:

area sezione efficace omogenea	Aom = cm ²	2882
posizione asse neutro sez. reagente	zn = cm	206.53
momento di inerzia efficace	Jom = cm ⁴	31050131
modulo di res. esterno piattab. sup.	Wys = cm ³	580718
modulo di res. esterno piattab. inf.	Wyi = cm ³	150341
modulo di res. esterno soletta C.A.	Wyys = cm ³	390723
modulo di res. interno soletta C.A.	Wyci = cm ³	580718
modulo di res. min. trave acciaio	Wel,min = cm ³	150341
posizione asse neutro plastico	xpl = cm	62.99
modulo di resistenza plastico	Wpl = cm ³	214295

RESISTENZA ALLA INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA DELLA TRAVE COMPOSTA

Coefficiente di stabilità a taglio per piatti irrigiditi :

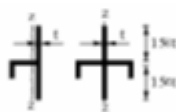
$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5,34 + 4,00 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &\geq 1 \\ k_{\tau} &= 4,00 + 5,34 (h_w / a)^2 + k_{tot} & a / h_w &< 1 \end{aligned} \right\} \alpha = a / h_w = 0.990491$$

$$k_{tot} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{h_w}}$$

$$\begin{aligned} I_{st1} &= 2394 \text{ cm}^4 \\ I_{st} &= 2394 \text{ cm}^4 \\ k_{\tau-st} &= 8.41 \\ d_{eff,1} &= 55.70 \text{ cm} \end{aligned}$$

per uno o due irrigidimenti longitudinali e con $\alpha > 3$

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 h_w}}$$


$$\begin{aligned} k_{\tau} &= 12.80 \\ k_{ci} &= 3.03 \end{aligned}$$

$h_w / t = 114.73 > 75.20$ necessaria verifica all'instabilità per taglio

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 13006.84 \quad V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 248.41 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8537.49 \text{ kN} \quad \eta_3 = 0.048 < 1 \quad \tilde{\eta}_3 = 0.049 < 0,5$$

$$\text{per } \tilde{\eta}_3 > 0,5 \quad \eta_4 = \tilde{\eta}_1 + (1 - M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}) \cdot (2 \cdot \tilde{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$$

$$\tilde{\eta}_1 \geq M_{f,Rd} / M_{pl.f,Rd}$$

$$\tilde{\eta}_1 = 0.58952$$

$$M_{f,Rd} = 2494656 \text{ kNcm}$$

$$\eta_4 = < 1$$

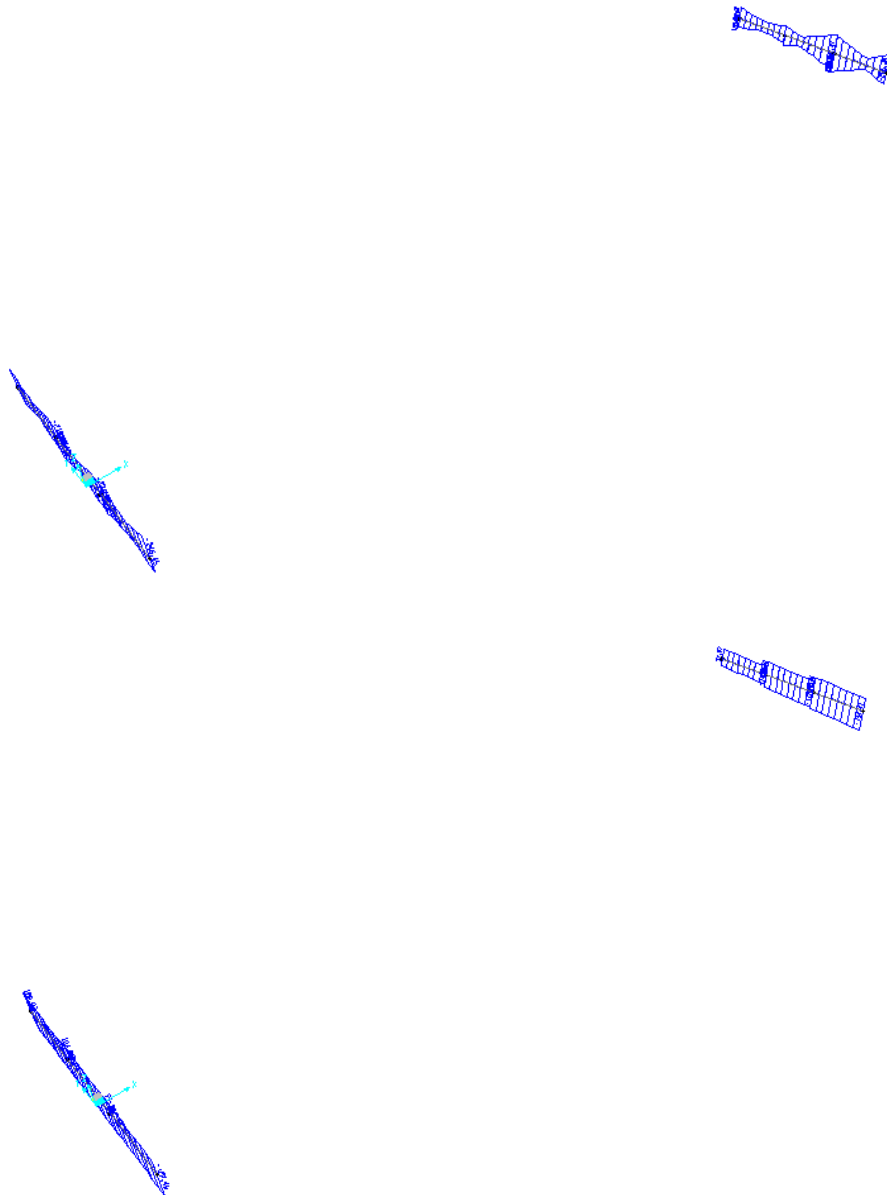
Riepilogo:

	Fase1	Fase2	Fase3	Ver.	
Piat. Inf.	0.44	0.176	0.32	✓ 0.94	<1
Piat. Sup.	0.511	0.241	0.133	✓ 0.89	<1
σ_{ls}		5.3	10.02	✓ 15.32	<18.1 Mpa
σ_{acc}				✓ 0.00	<39.1 kg/cmq
Taglio	0.001	0.003	0.048	✓ 0.05	<1

8.3 VERIFICHE DIAFRAMMI

I diaframmi in corrispondenza di spalle e pile sono costituiti da una sezione in acciaio di tipo **HEB1000**.

Si riportano le sollecitazioni risultanti:



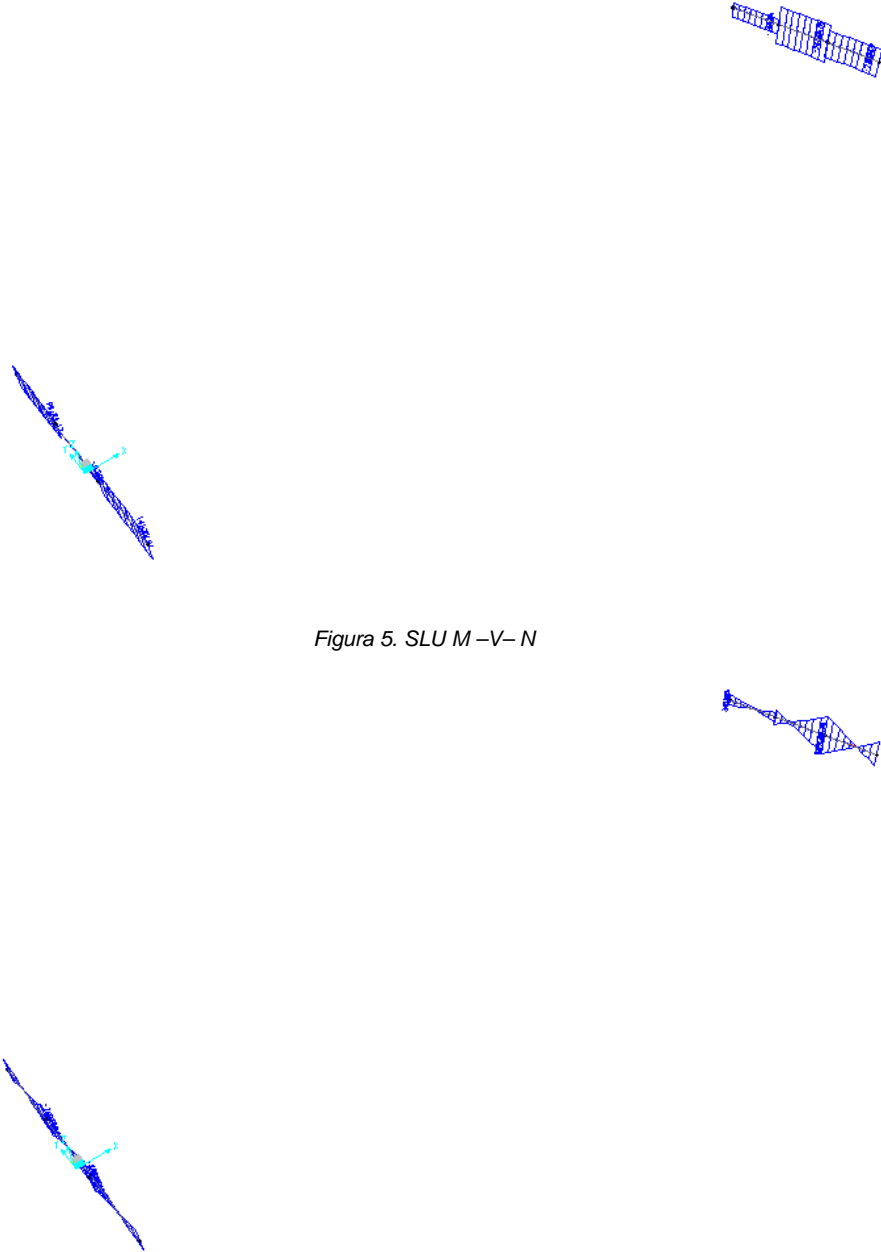


Figura 5. SLU M –V– N

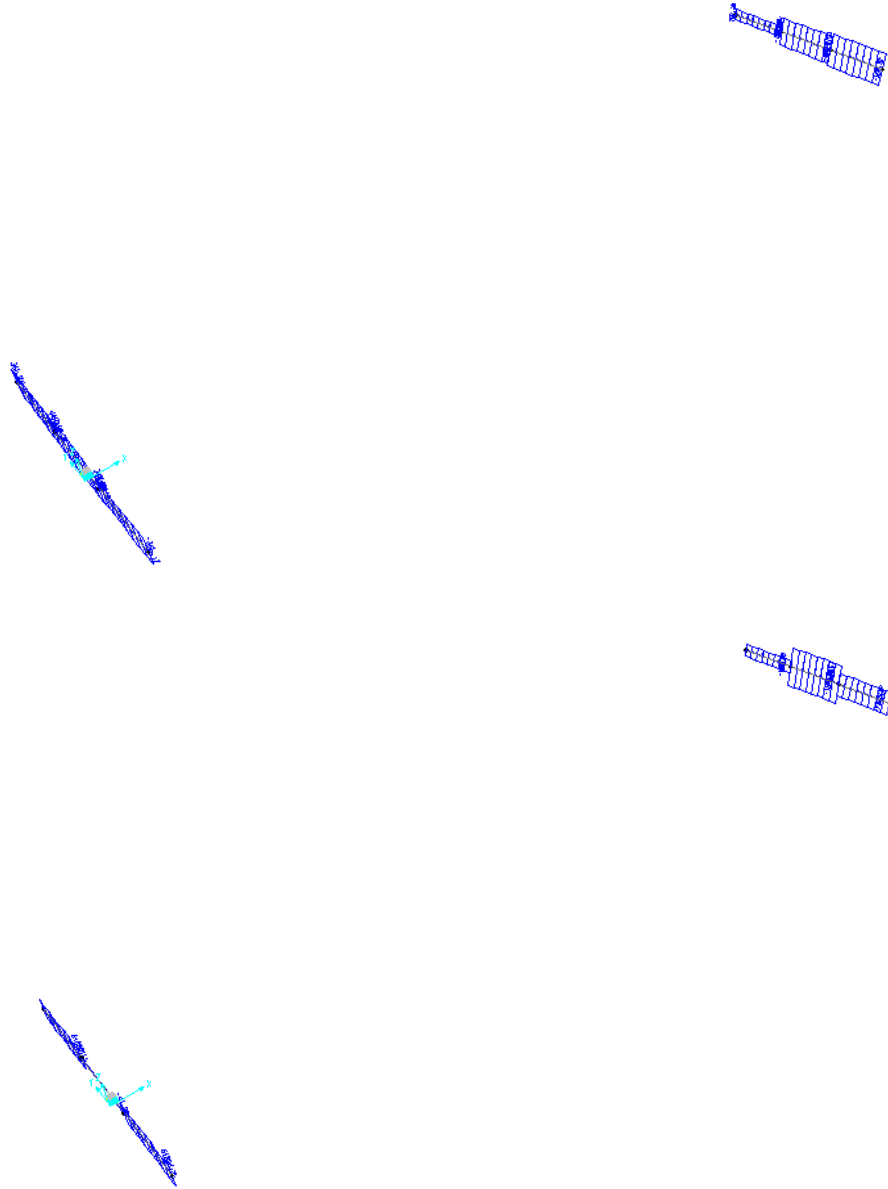


Figura 6. SLV M – V – N

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	45 di 70

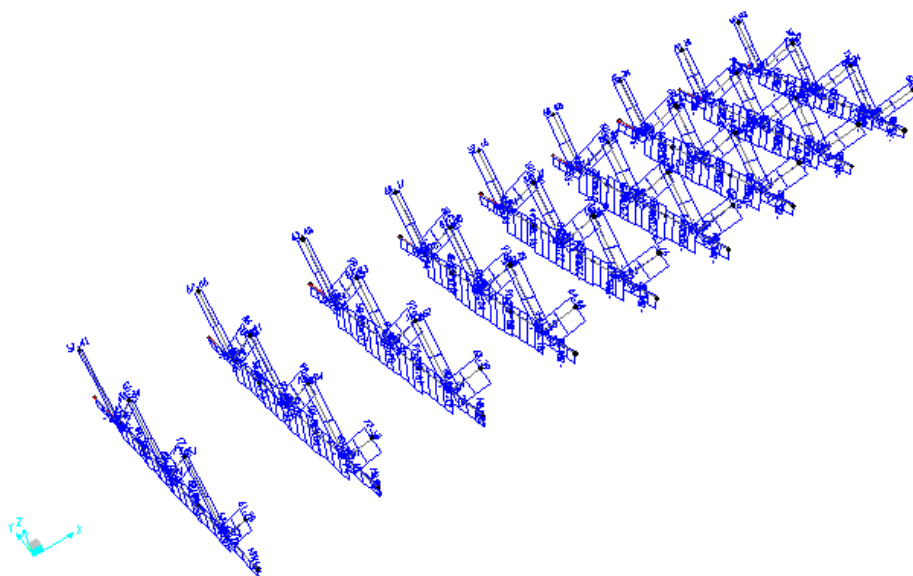
Verifica SLU/SLV:

Frame	: 280	Design Sect:	HE1000B						
X Mid	: 50.000	Design Type:	Beam						
Y Mid	: 0.000	Frame Type:	Secondary Member						
Z Mid	: 1.300	Sect Class:	Class 1						
Length	: 3.800	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000						
Area	: 0.040	SMajor	: 0.013	rMajor	: 0.401	AUMajor	: 0.019		
IMajor	: 0.006	SMinor	: 0.001	rMinor	: 0.064	AUMinor	: 0.018		
IMinor	: 1.628E-04	ZMajor	: 0.015	E	: 210000000.00				
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.002	Fy	: 355000.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location		P	M33	M22	U2	U3	T		
0.000		-1595.027	-1308.641	2.672	485.886	-1.180	-0.018		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
(6.62)	0.445	= 0.160	+ 0.280	+ 0.005	0.950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor				
Axial	-1595.027	9966.877	11360.000	13523.810	9966.877				
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity					
Major Moment	-1308.641	5024.095	5024.095	5024.095					
Minor Moment	2.672	580.171	580.171						
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kzy Factor	C1 Factor			
Major Moment	1.000	1.000	0.768	0.976		1.367			
Minor Moment	1.000	1.000	1.085		0.651				
SHEAR DESIGN									
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion				
Major Shear	499.007	4430.466	0.113	OK	0.000				
Minor Shear	1.180	3513.587	0.000	OK	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS									
	UMajor Left	UMajor Right							
Major (U2)	499.007	499.011							

8.4 VERIFICHE DIAFRAMMI INTERMEDI

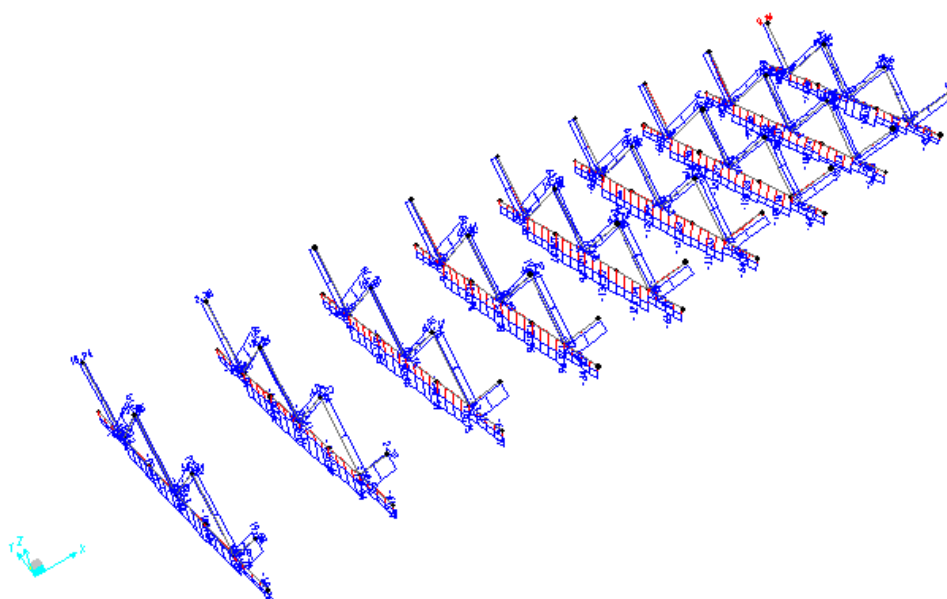
I diaframmi intermedi sono costituiti da 2L 150x10.

SLU fase 1+2+3



Ned = -249/+121 kN

SLV



Ned=-215/+111 kN

Profili L

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi Accosta lato corto

L Disuguali

Ordina per
 iy
 ly
 g

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 3.8 l_{0z} 3.8 l_{0v} 3.8

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 150 x 150 x 10	23.0	150	150	10.00	16.00	8.00
L 100 x 100 x 16	23.2	100	100	16.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 13	23.3	120	120	13.00	13.00	6.50
L 130 x 130 x 12	23.5	130	130	12.00	14.00	7.00
L 120 x 120 x 15	26.6	120	120	15.00	13.00	6.50
L 130 x 130 x 14	27.2	130	130	14.00	14.00	7.00
L 150 x 150 x 12	27.2	150	150	12.00	16.00	8.00

Plotta

2 L 150 x 150 x 10 N_{by,Rd} [kN] 883.5 N_{bv,Rd} [kN] 496.7

g (Kg/m): 46 h (mm): 150 A (cm²): 58.54

b (mm): 150 I_y (cm⁴): 1.248 W_z (cm³): 158.1 I_v (cm⁴): 257.5

t (mm): 10 W_y (cm³): 113.8 I_z (cm⁴): 6.470 I_v (cm⁴): 2.966

r1 (mm): 16 I_y (cm⁴): 4.617 I_u (cm⁴): 990.6

r2 (mm): 8 I_z (cm⁴): 2.450 I_u (cm⁴): 5.817

Classe Sezione
Compressione 4

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

2 L 150 x 150 x 10 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 0.79$ $\epsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9$ $\epsilon = 76.4$

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	82.3	58.73	128.12
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	0.9577	0.6834	1.4908
Curva di instabilità	c	c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$		1.1442	0.852	1.9275
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.5648	0.7349	0.3175
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)		883.506	1149.517	496.672

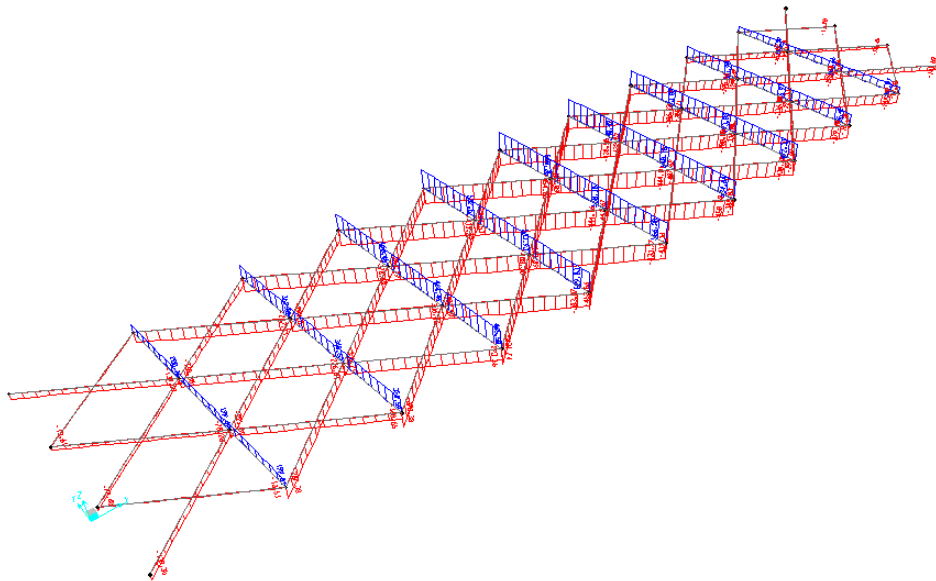
N_{b,Rd} = 496 kN > 249 kN

Le verifiche di ciascun elemento componente i diaframmi risultano soddisfatte.

8.5 VERIFICHE CONTROVENTI DI FALDA

I controventi sono costituiti da profili 2L 180x16. Tali elementi risultano necessari solo per la fase iniziale di getto, al fine di prevenire lo svergolamento delle travi principali.

Fase1



$$N_{ed} = -455/+561 \text{ kN}$$

Si verifica a trazione/compressione la briglia superiore solo in questa fase, durante la quale la soletta non è collaborante fino a maturazione del getto di cls.

Profili L

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi Accosta lato corto

L Disuguali

d (mm) 10 ?

Ordina per
 iy
 ly
 g

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm²) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 I_{0y} 6.3 I_{0z} 6.3 I_{0v} 6.3

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 140 x 140 x 17	35.3	140	140	17.00	15.00	7.50
L 150 x 150 x 16	35.9	150	150	16.00	16.00	8.00
L 160 x 160 x 15	36.2	160	160	15.00	17.00	8.50
L 150 x 150 x 18	40.1	150	150	18.00	16.00	8.00
L 160 x 160 x 17	40.7	160	160	17.00	17.00	8.50
L 180 x 180 x 16	43.5	180	180	16.00	18.00	9.00

Plotta

2L 180 x 180 x 16

$N_{by,Fd}$ [kN] 1,169 $N_{bv,Fd}$ [kN] 558.0

$N_{bz,Fd}$ [kN] 1,861 ?

Classe Sezione
 Compressione 4 ?

g (Kg/m): 87

h (mm): 180 A (cm²): 110.8

b (mm): 180 I_y (cm⁴): 3,364 W_z (cm³): 364.5 I_v (cm⁴): 691.8

t (mm): 16 W_y (cm³): 259.2 i_z (cm): 7.802 i_v (cm): 3.534

r1 (mm): 18 i_y (cm): 5.511 I_u (cm⁴): 2,673

r2 (mm): 9 I_z (cm⁴): 6,743 i_u (cm): 6.947

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

2 L 180 x 180 x 16	Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm2)	355
$\gamma_{M1} = 1.05$	$\beta_A = 0.952$	$\varepsilon = 0.81$	$\lambda_1 = 93.9$	$\varepsilon = 76.4$
Instabilità attorno all'asse				
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	114.32	80.75	178.27
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	1.4601	1.0314	2.277
Curva di instabilità	$\beta_A^{0.5}$	c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$		1.8747	1.2356	3.6011
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.3278	0.5219	0.1565
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	1169.108	1861.407	558.037

Nb,Rd= 558 kN > 455 kN (verifica in compressione)

Nb,Rd= 3566 kN > 561 kN (verifica in trazione)

9. VERIFICHE SLE

9.1.1 FATICA

Le verifiche a fatica sono eseguite in conformità al D.M. 17/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- **critério del danneggiamento accettabile** per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.
- **critério della vita utile a fatica** per strutture sensibili alla rottura per fatica.

Criteri di valutazione	Conseguenze moderate (γ_{Mf})	Conseguenze significative (γ_{Mf})
Danneggiamento accettabile	1,00	1,15
Vita utile a fatica	1,15	1,35

Tabella 7.1 - Coefficienti parziali γ_{Mf}

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);

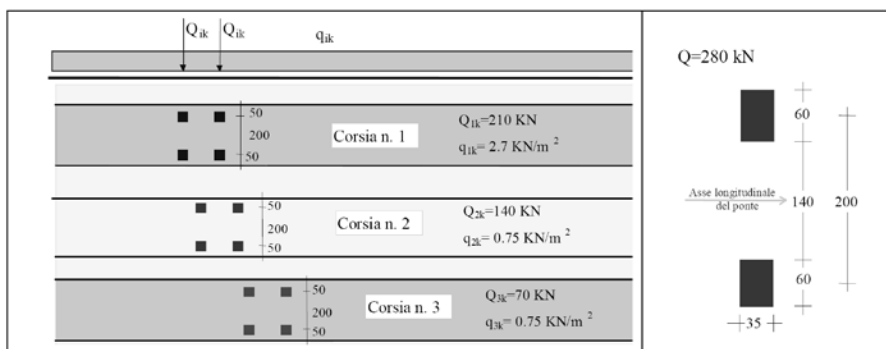


Figura 7.1 - Modello di carico a fatica LM1

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);



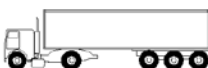
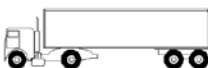

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 7.2 - Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

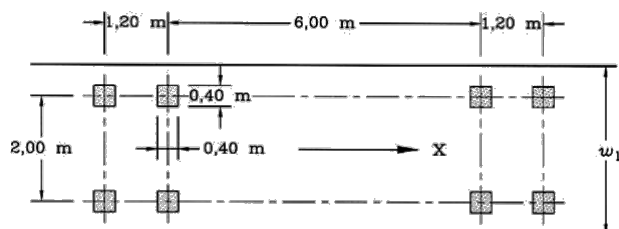


Figura 7.3 -. Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

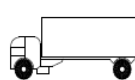
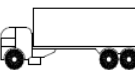
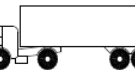
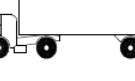

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Figura 7.4 -. Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{\max}$$

con $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$.

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti

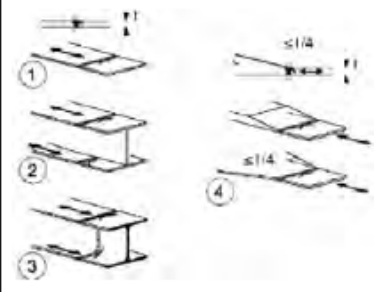
$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" definisce le diverse categorie di dettagli ed i valori caratteristici dei delta di tensione resistenti, determinati a $2 \cdot 10^6$ cicli. Le sezioni critiche maggiormente significative sono le giunzioni di testa saldate a completa penetrazione, gli impilaggi delle lamiere e le giunzioni saldate degli elementi secondari con le travi principali.

Nel caso in esame **le verifiche sono condotte a vita illimitata con riferimento al modello di carico LM1.**

In particolare si fa riferimento ad:

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Giunti trasversali in piatti e lamiera 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>

Per cui:

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C \quad [C4.2.95]$$

$$\Delta\sigma_d = 0.737 * 112 = 82.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_L = 0.549 * 112 = 61.5 \text{ MPa}$$

Inoltre:

$$k_s = (25/t)^{0.2}$$

ad esempio, per una piattabanda di spessore 50mm risulta:

$$k_s = (25/50)^{0.2} = 0.87$$

Deve risultare dunque:

Verifica a vita illimitata.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

Per cui l'escursione massima deve risultare:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \Delta\sigma_d * k_s / \gamma_{Mf} = 82.5 \text{ MPa} * 0.87 / 1.35 = 53.2 \text{ MPa}$$

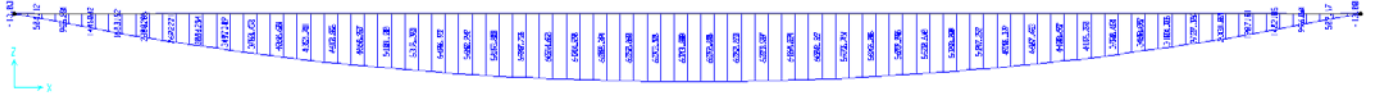


Figura 7.5 - Momento flettente (kN*m)

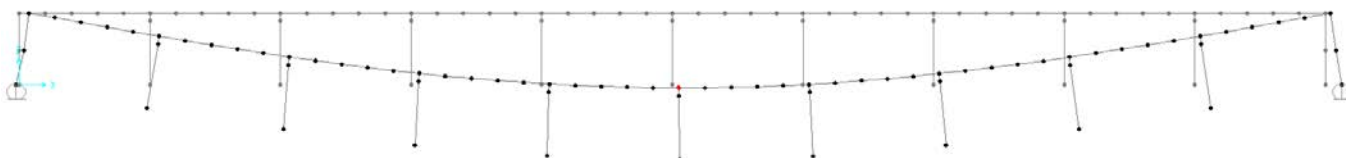
	<i>kN*m</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>		
	ΔM	$\Delta\sigma$ piatt. sup	$\Delta\sigma$ piatt. Inf	$\Delta\sigma$ amm	$\Delta\sigma$ amm	Ver.	Ver.
A	0	0.0	0.0	61.1	61.1	OK	OK
B	4120	8.2	37.8	61.1	61.1	OK	OK
C	6323	10.9	42.1	56.8	55.7	OK	OK

Le verifiche risultano dunque soddisfatte in quanto $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{\max d}$

9.1.2 ABBASSAMENTI

La verifica di deformabilità dell'impalcato è stata effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale veicolare che risulta pari a 48mm, valore inferiore a 71 mm pari ad $L/700 = 50/700$ della luce dell'impalcato. Si riporta nel seguito una rappresentazione della deformata dell'impalcato con indicazione numerica dello spostamento massimo.

Joint Object 151		Joint Element 151	
	1	2	3
Trans	0.00434	-3.839E-04	-0.84778
Rotn	0.00285	2.464E-04	1.215E-05



10. REAZIONI AGLI APPOGGI

10.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

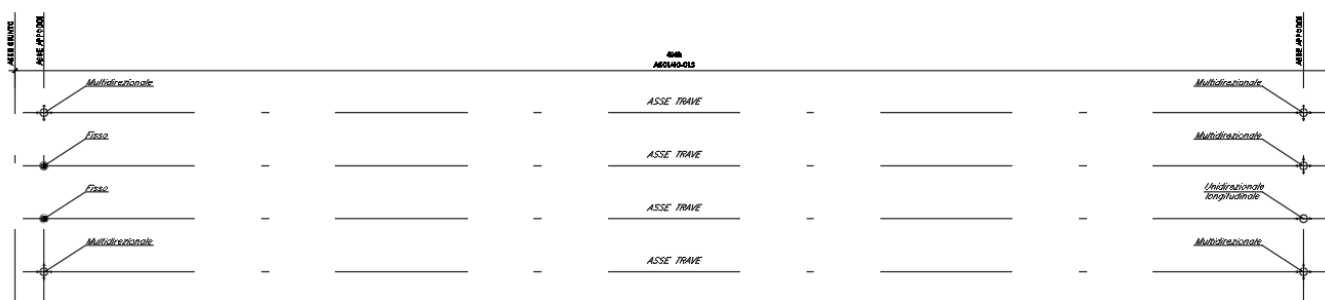


Figura 6. Schema appoggi

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi:

F = vincolo fisso;

U = vincolo unidirezionale disposto in direzione longitudinale;

M = vincolo multidirezionale;

10.2 REAZIONI APPOGGI

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi:

FISSO		UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		MULTIDIREZIONALE
Nmax	Hmax	Nmax	HTmax	Nmax
SLU	SIS	SLU	SIS	
3600	3000			
		3600	3000	
				3800

11. EFFETTI LOCALI

La soletta in cls viene realizzata con getto in opera su predalles tralicciate prefabbricate. Le predalles autoportanti vanno pertanto verificate in fase di getto del cls. Generalmente il getto avviene in due fasi: la prima fase prevede il getto della soletta tra le travi e la seconda fase prevede il completamento ovvero gli sbalzi.

11.1 VERIFICA DELLA SOLETTA

Si considera una striscia di soletta pari ad 1 m.

La soletta è completa e deve sopportare i carichi permanenti portati ed i carichi mobili previsti dalla normativa.

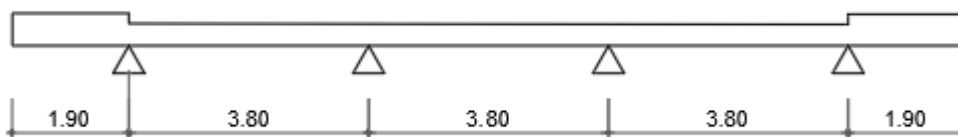


Figura 7. Schema statico

11.1.1 ANALISI DEI CARICHI

11.1.1.1 CARICHI PERMANENTI PORTATI

- Soletta	$25 * 0.30$	= 7.5 kN/m
- Cordolo	$25 * (0.5-0.30)$	= 5.0 kN/m
- Marciapiede		= 3.00 kN/m
- Pavimentazione		= 3.00 kN/m
- Barriere antirumore, parapetti, velette		= 4.5 kN
- Guard rail		= 1.00 kN

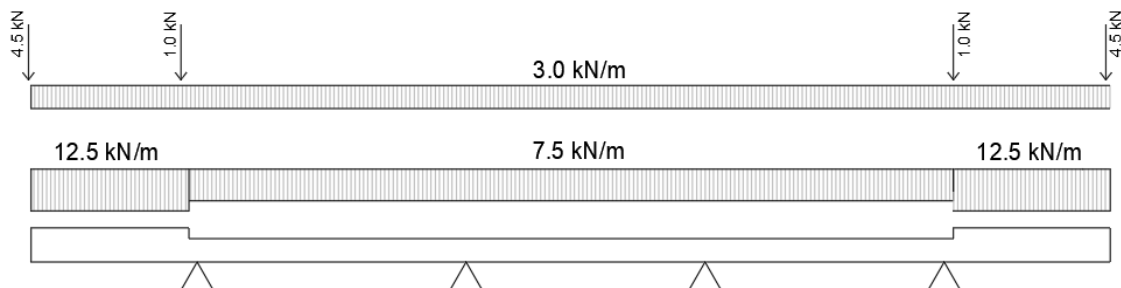


Figura 8: carichi permanenti sulla soletta

11.1.1.2 TRAFFICO

I carichi variabili da traffico sono definiti nel 5.1.3.3.3 della NTC 2018.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Vedi capitoli precedenti per la configurazione geometrica dei carichi mobili.

Diffusione dei carichi concentrati

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

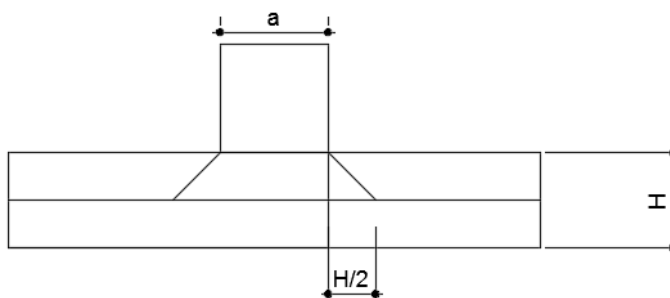


Figura 9: diffusione soletta

Per tener conto dell'effetto lastra, si diffonde il carico verso le travi principali con un angolo di 26.7°.

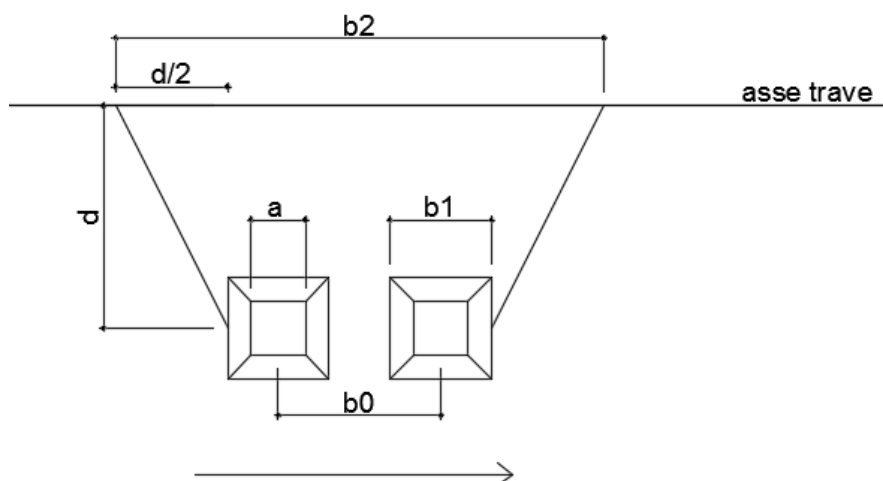


Figura 10: diffusione verso trave

In cui si è indicato con:

a= larghezza impronta di carico

H=altezza soletta

d=distanza carico/trave

b_0 =distanza carico tandem

di conseguenza si ricavano le altre grandezze:

$$b_1 = a + 2 \cdot H/2$$

$$b_2 = b_0 + b_1 + 2 \cdot d/2$$

il carico sulla striscia unitaria sarà pertanto:

$$F = Q_i/d$$

IMPRONTA DI CARICO 1

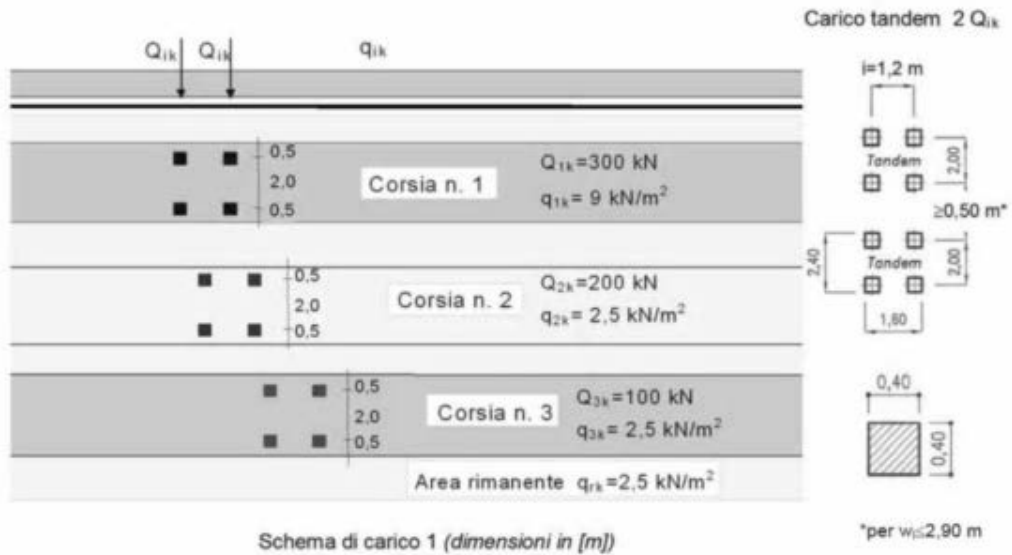


Figura 11: impronta di carico 1

IMPRONTA DI CARICO 2

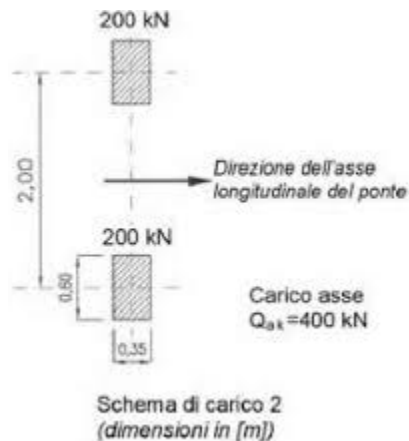


Figura 12: impronta di carico 2

DISPOSIZIONE DEI CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

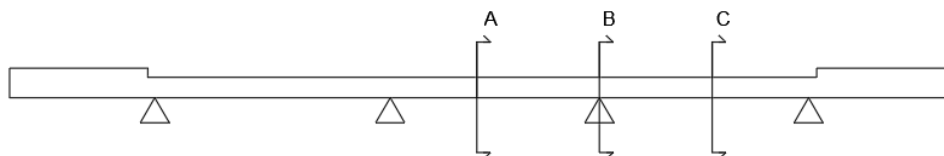


Figura 13: sezioni di interesse per la massimizzazione delle sollecitazioni

Il posizionamento dei carichi variabili da traffico viene eseguito in modo tale da massimizzare le azioni in corrispondenza delle sezioni A-A, B-B, C-C.

Le configurazioni di carico verranno illustrate nelle figure che seguono (con un tratteggio pieno si indica “l’area di carico rimanente”):

Condizione di carico 1

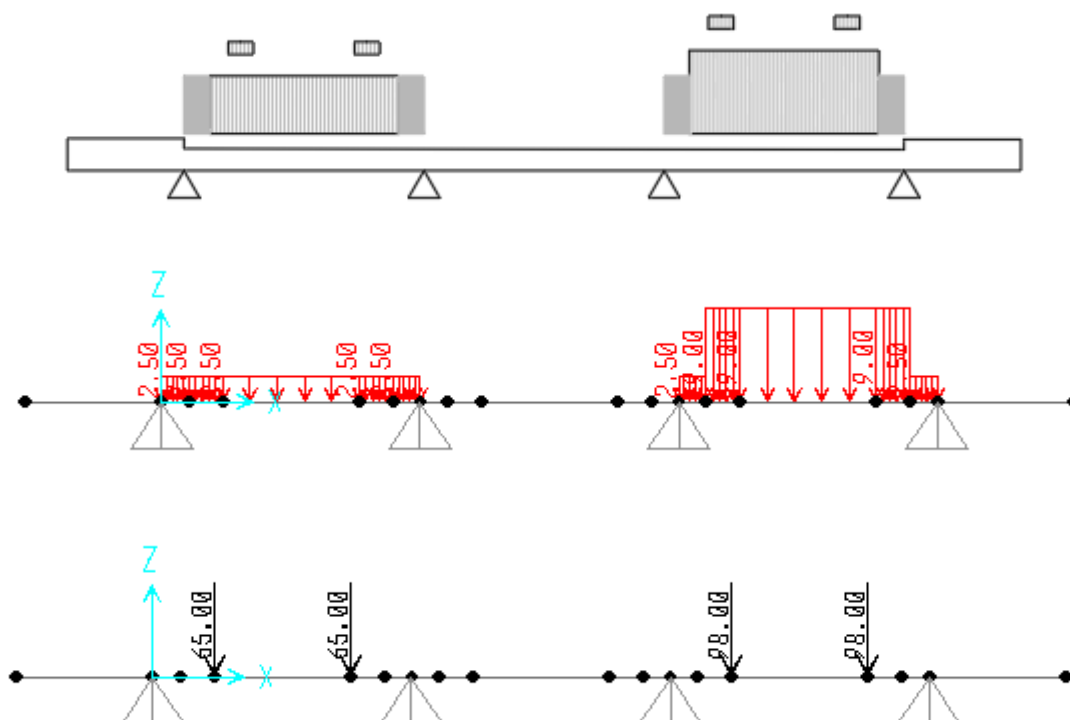


Figura 14: condizione di carico 1

Condizione di carico 2

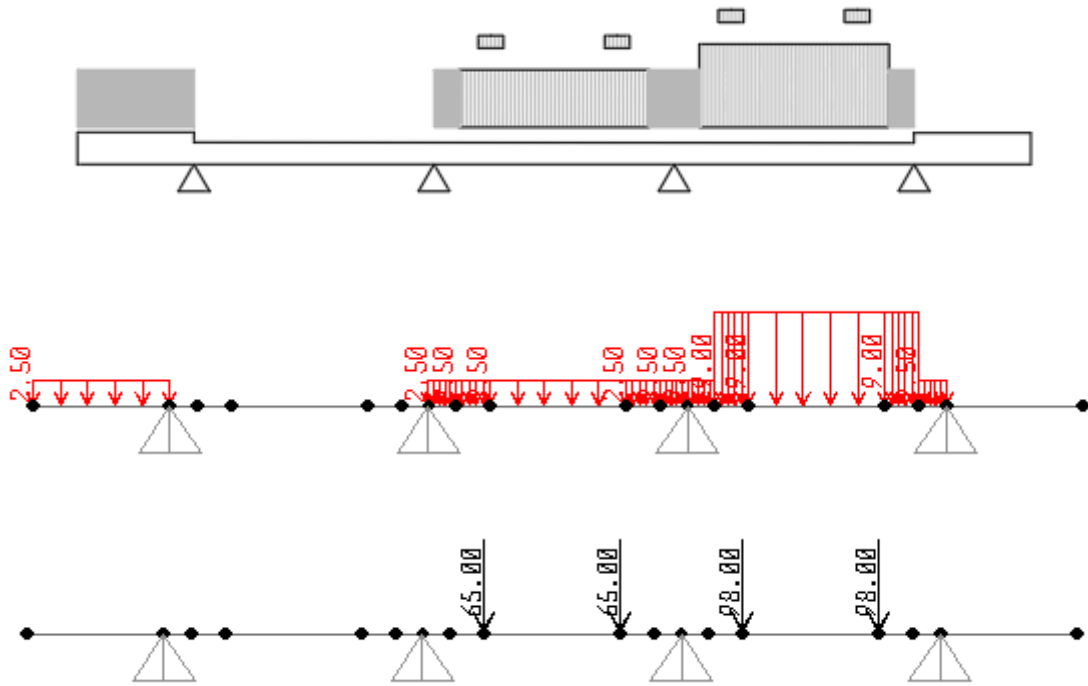


Figura 15: condizione di carico 2

Condizione di carico 3

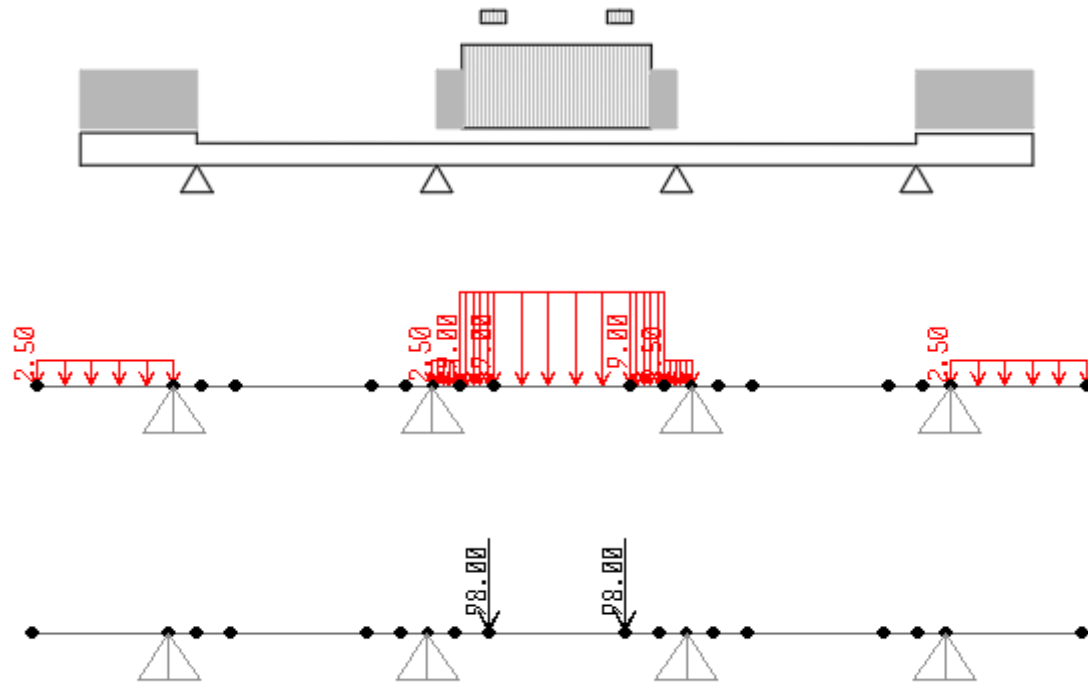


Figura 16: condizione di carico 2

Le corrispondenti forze valgono:

CASO 1

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	65
	dx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	65

CASO 2

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 2	sx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	65
	dx	200	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	65

CASO 3

		Q	Pav.	H sol	a	b0	d	b1	b2	F
Tandem 1	sx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98
	dx	300	0.13	0.3	0.40	1.20	0.9	0.96	3.06	98

Vengono di seguito riportati gli involuipi dei diagrammi di momento flettente e taglio. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo .

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

con

Combinazione SLU

$$\gamma_{G1} = 1.35 \quad (\text{carichi strutturali})$$

$$\gamma_{G2} = 1.50 \quad (\text{carichi non strutturali})$$

$$\gamma_{Q1} = 1.35 \quad (\text{carichi variabili da traffico})$$

Combinazione SLE-rara/frequente/QP

$$\gamma_{G1} = 1.00/1.00/1.00 \quad (\text{carichi strutturali})$$

$$\gamma_{G2} = 1.00/1.00/1.00 \quad (\text{carichi non strutturali})$$

$$\gamma_{Q1} = 1.00/0.75/0.00 \quad (\text{carichi variabili da traffico})$$

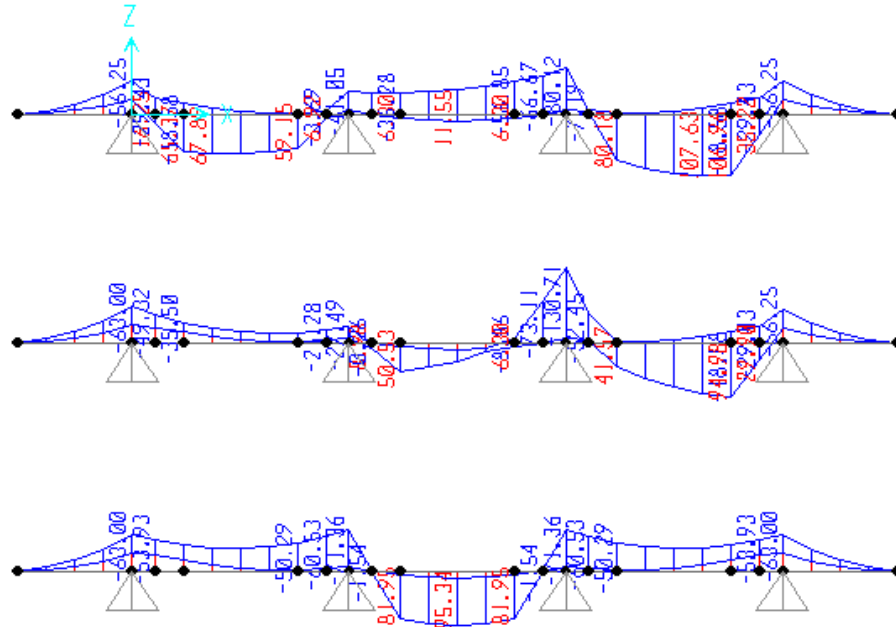


Figura 17: involuppo momento flettente SLU

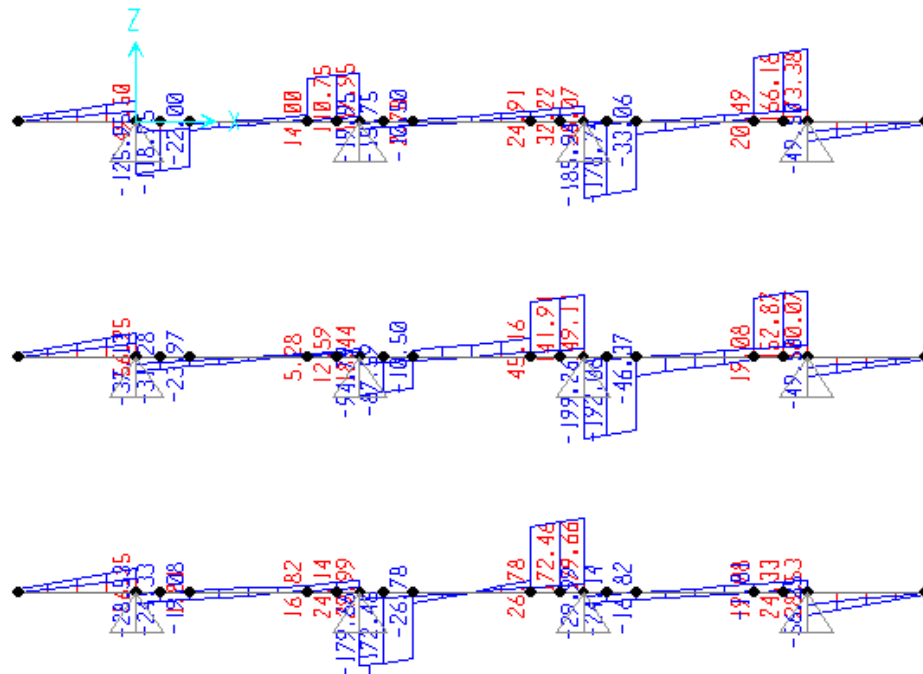


Figura 18: involuppo del taglio SLU

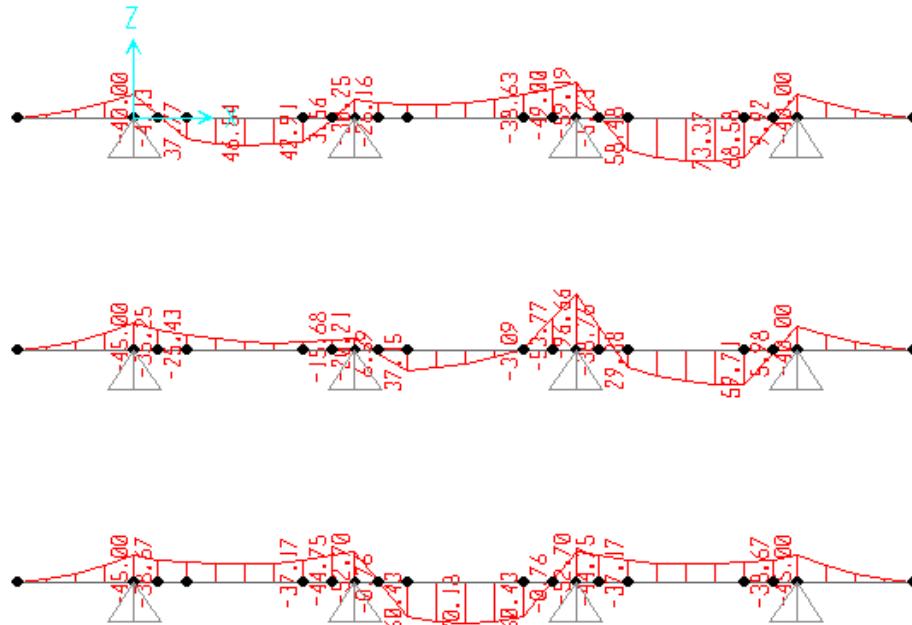


Figura 19: involuppo momento flettente SLE-rara

Verifica delle sezioni

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo B1*B2 :		1.00
Coeff. Aderenza differito B1*B2 :		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40
N°vertice:	X [cm] Y [cm]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	67 di 70

1	0.0	0.0
2	0.0	26.0
3	100.0	26.0
4	100.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.2	5.2	16
2	5.2	20.8	24
3	94.8	20.8	24
4	94.8	5.2	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-131.00	199.00
2	0.00	108.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-97.00	0.00
2	0.00	74.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	68 di 70

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-131.00	0.00	-298.42	2.28	45.2(3.7)
2	S	0.00	108.00	0.00	146.76	1.36	20.1(3.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.396	0.0	0.0	0.00129	5.2	5.2	-0.00534	94.8	20.8
2	0.00350	0.250	0.0	26.0	0.00000	5.2	20.8	-0.01051	5.2	5.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000425097	0.003500000	0.396	0.935
2	0.000000000	0.000673652	-0.014014946	0.250	0.752

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	199.00	200.18	20.8	100.0	0.0200	0.00
2	S	0.00	200.18	20.8	100.0	0.0200	0.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 001	B	69 di 70

Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.51	0.0	0.0	-126.6	84.8	20.8	550	45.2
2	S	7.61	0.0	26.0	-211.4	5.2	5.2	600	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00095	0	0.500	24.0	40	0.00046 (0.00038)	186	0.086 (0.20)	-51.85	0.00
2	S	-0.00146	0	0.500	16.0	44	0.00072 (0.00063)	231	0.167 (0.20)	45.68	0.00

12. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Si riportano i controlli effettuati confrontando modelli semplificati analitici di calcolo e risultati ottenuti dalle analisi FEM, in accordo a quanto prescritto al paragrafo 10.2 del “DM. 17/01/2018”, di seguito riportato:

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*
Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità.

[...]

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

Si controlla il taglio agente in fase 1 sulla trave esterna per area di influenza:

$$V = [(160 \text{ kN/m} \cdot 3.8 \text{ m} / 15.2 \text{ m}) \cdot 50 / 2] \cdot 1.35 = \mathbf{1350 \text{ kN}}$$

Come visto nei paragrafi precedenti il taglio massimo in fase 1 è pari ad:

$$V = \mathbf{1486 \text{ kN}}$$