

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio – Bergamo

VI03 - PONTE su Via S. Bernardino

Impalcato: Relazione di calcolo

SCALA:

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

N B 1 R 0 9 D 0 9 C L V I 0 3 0 9 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi 	Feb. 2021	F. Bonifacio 	Feb. 2021	M. Berlingeri 	Feb. 2021	A. Vittozzi 	

U.O. Operi Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20/83
ITALFERR S.p.A.

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	7
3	DESCRIZIONE DEL PONTE FERROVIARIO.....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	11
4.1	CALCESTRUZZO	11
4.2	ACCIAIO.....	11
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	<i>11</i>
4.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i>	<i>12</i>
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE	13
5.1	MIDAS CIVIL.....	13
5.2	MODELLO 1.....	13
5.3	MODELLO 2.....	17
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	20
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1.....	20
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI) G2	21
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	23
6.3.1	<i>Treno di carico LM 71.....</i>	<i>23</i>
6.3.1.1	<i>Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1).....</i>	<i>25</i>
6.3.1.2	<i>Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)</i>	<i>25</i>
6.3.2	<i>Treno di carico SW/2.....</i>	<i>32</i>
6.3.2.1	<i>Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1).....</i>	<i>32</i>
6.3.2.2	<i>Applicazione del carico SW in direzione trasversale (Modello 2).....</i>	<i>32</i>
6.3.3	<i>Carichi sui marciapiedi.....</i>	<i>33</i>
6.4	EFFETTI DINAMICI	34
6.5	AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO.....	39

6.5.1	Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1	39
6.5.2	Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2	40
6.6	FORZA CENTRIFUGA	42
6.7	EFFETTO DELLA SOPRAELEVAZIONE	42
6.8	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA	43
6.9	AZIONE DEL VENTO.....	45
6.9.1	Applicazione del carico del vento nel Modello 1.....	48
6.9.2	Applicazione del carico del vento nel Modello 2.....	48
6.10	AZIONE SISMICA	50
6.10.1	Vita nominale	50
6.10.2	Classe d'uso	51
6.10.3	Periodo di riferimento	51
6.10.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	52
6.10.5	Caratterizzazione sismica del terreno	53
6.10.5.1	Categorie di Sottosuolo.....	53
6.10.5.2	Condizioni topografiche.....	53
6.10.5.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	54
6.10.6	Parametri sismici di calcolo.....	55
6.10.7	Applicazione del sisma nel Modello 1	60
6.11	AZIONI ECCEZIONALI: URTI DA TRAFFICO VEICOLARE.....	61
6.11.1	Applicazione dell'azione eccezionale nel Modello 1	62
6.11.2	Applicazione dell'azione eccezionale nel Modello 2	62
7	COMBINAZIONI DI CARICO	63
8	RISULTATI DELLE ANALISI	68
8.1	MODELLO 1.....	68
8.2	MODELLO 2.....	71
9	VERIFICHE SLU	73

9.1	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE	73
9.2	STABILITÀ DELLE MEMBRATURE.....	75
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	75
9.4	STATO TENSIONALE COMPLESSIVO NELLA PIASTRA DI BASE DELLA SEZIONE DI MEZZERIA DERIVANTE DAI DUE MODELLI	78
10	VERIFICHE SLE	80
10.1	VERIFICA TENSIONALE.....	80
10.1.1	<i>Verifiche in direzione longitudinale</i>	<i>80</i>
10.1.2	<i>Verifiche strutturali in direzione trasversale.....</i>	<i>81</i>
10.1.3	<i>Stato tensionale complessivo nella piastra di base della sezione di mezzeria derivante dai due modelli.....</i>	<i>82</i>
10.2	VERIFICA ALL'INFLESSIONE VERTICALE.....	82
10.3	VERIFICA DELLA ROTAZIONE DEGLI APPOGGI	83
10.4	DEFORMAZIONE LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO	83
10.5	STATO LIMITE PER DEFORMAZIONE TORSIONALE DELL'IMPALCATO	84
11	VERIFICHE A FATICA	87
11.1	VERIFICA A FATICA PIASTRA DI FONDO E PIATTEBANDE SUPERIORI.....	88
12	AZIONI AGLI APPOGGI.....	90
12.1	REAZIONI AGLI APPOGGI	90
12.2	SPOSTAMENTI LONGITUDINALI APPOGGI MOBILI E GIUNTI	94
APPENDICE A: RIGIDEZZA DEGLI ELASTIC LINK DEL MODELLO 1		96

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica degli impalcati metallici relativi al PONTE ferroviario su Via S. Bernardino in progetto.

L'opera in esame, denominata VI03, ricade nel LOTTO 9 del progetto di raddoppio ferroviario S.Pietro – Bergamo – Montello ed è ubicata al km 1+050 circa. Verrà realizzata in sostituzione del PONTE ferroviario esistente.




Figura 1-1: Stralcio vista aerea di Bergamo da Google Earth con individuazione del PONTE ferroviario esistente

Il ponte è costituito da due campate di luce agli appoggi pari a 10.40 m. L'attraversamento è obliquo, con angolo di obliquità $\alpha = 60.07^\circ$ rispetto l'orizzontale ed è in raccordo parabolico/rettifilo.

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto strutturale dell'impalcato.

Il nuovo impalcato è del tipo a cassone in acciaio portaballast ed appartiene alla categoria degli impalcati a cassone a via inferiore con armamento su ballast. È costituito da otto vasche in acciaio, quattro per campata, all'interno delle quali trova sede il binario. La distanza p.f.-intradosso impalcato è pari a 0.935 m.

La tipologia dell'impalcato progettato consente il contenimento dell'altezza dell'impalcato, la manutenzione agevole del binario, la riduzione del livello di rumorosità e di vibrazione, la realizzazione in continuità del ballast in corrispondenza delle spalle.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 7 di 103

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- *D.g.r. 30 Novembre 2011 - n. IX/2616 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia;*
- *D.d.u.o. 21 Novembre 2003 - n. 19904 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (20 Dicembre 2019);*
- *RFI DTC SI CS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (20 Dicembre 2019);*
- *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.*

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 8 di 103

3 DESCRIZIONE DEL PONTE FERROVIARIO

La struttura del cassone è costituita da una vasca, formata da una lamiera di fondo di larghezza pari a 3300 mm e spessore di 100 mm, alla quale vengono saldate due anime inclinate, e superiormente due piattabande.

Le anime hanno un'altezza di 685 mm (misurata in verticale) e uno spessore di 26 mm; le piattabande superiori hanno dimensioni trasversali pari a 450 x 100 mm.

L'altezza complessiva dell'impalcato è pari a 885 mm, con un'altezza p.f.-sottotrave di 935 mm.

Esternamente alle due anime sono posizionati, ad intervalli regolari (1400 mm), gli irrigidenti verticali, utilizzati anche per consentire il collegamento delle mensole di sostegno dei camminamenti e dei parapetti.

Gli spessori degli elementi resistenti sono riassunti nella tabella che segue.

Elemento	Spessore (mm)
Piastra inferiore	100
Anime	26
Piattabanda superiore 1	450 x 100
Irrigidenti verticali	26
Ali mensola di sostegno del camminamento	16
Anima mensola di sostegno del camminamento	10

Tabella 3-1

Il cassone metallico all'interno è protetto da una impermeabilizzazione poliuretanicata ed in conglomerato bituminoso, di spessore minimo di 50 mm, all'interno della quale è presente la massicciata.

La pianta, il prospetto longitudinale e la sezione trasversale tipo dell'impalcato sono riportate nelle figure seguenti.

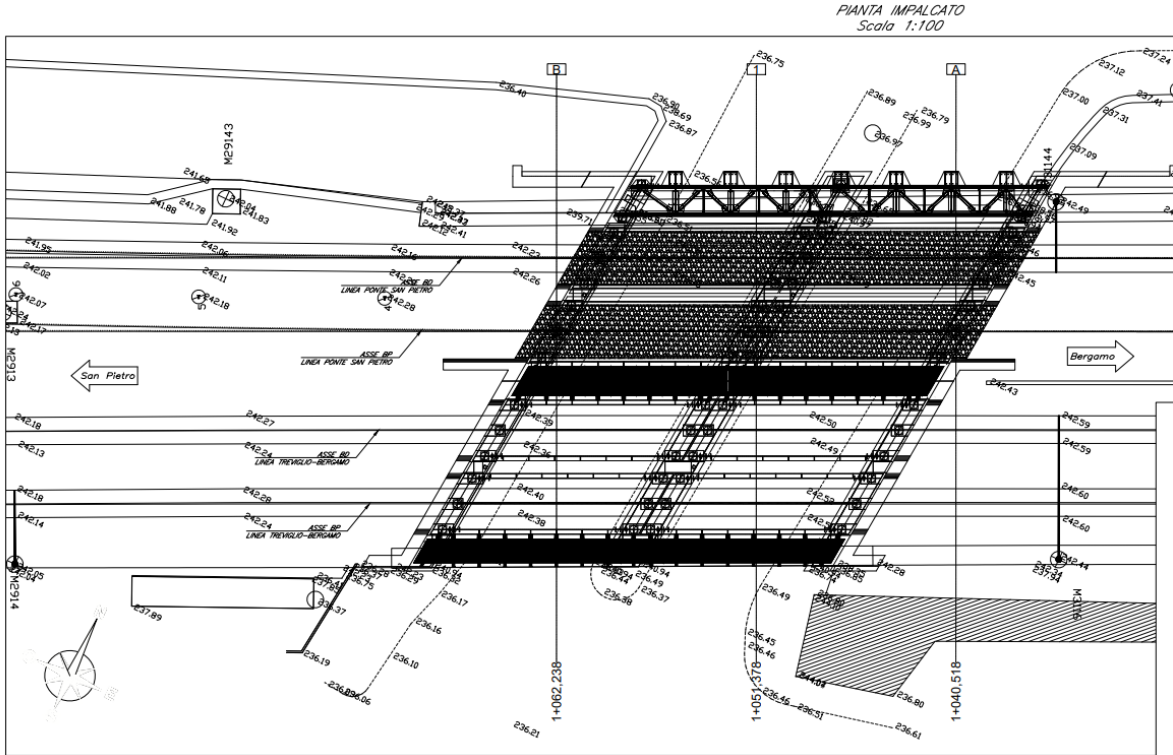


Figura 3-1: Pianta impalcato

PROSPETTO LONGITUDINALE
Scala 1:100

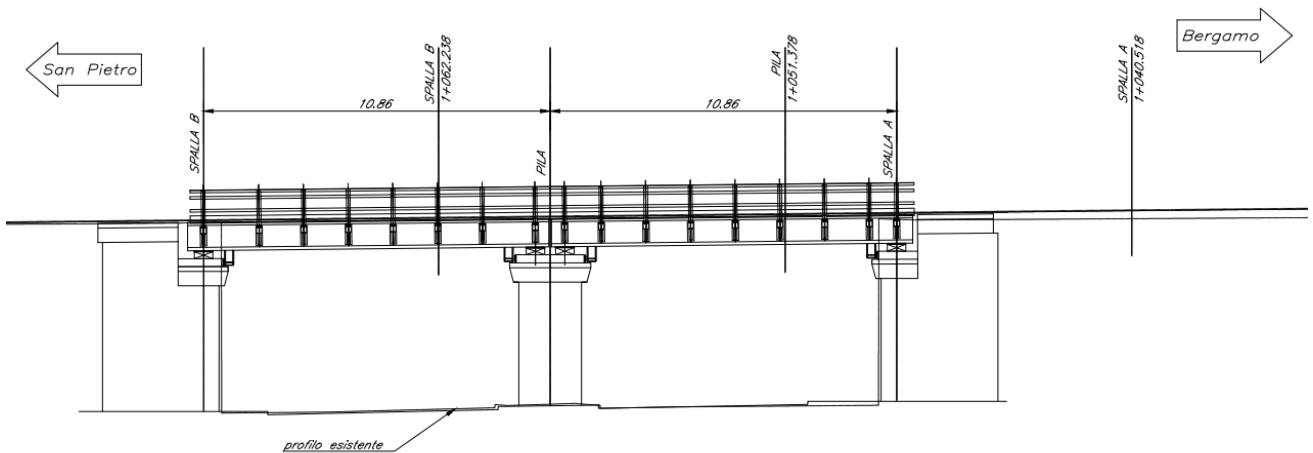


Figura 3-2: Prospetto longitudinale

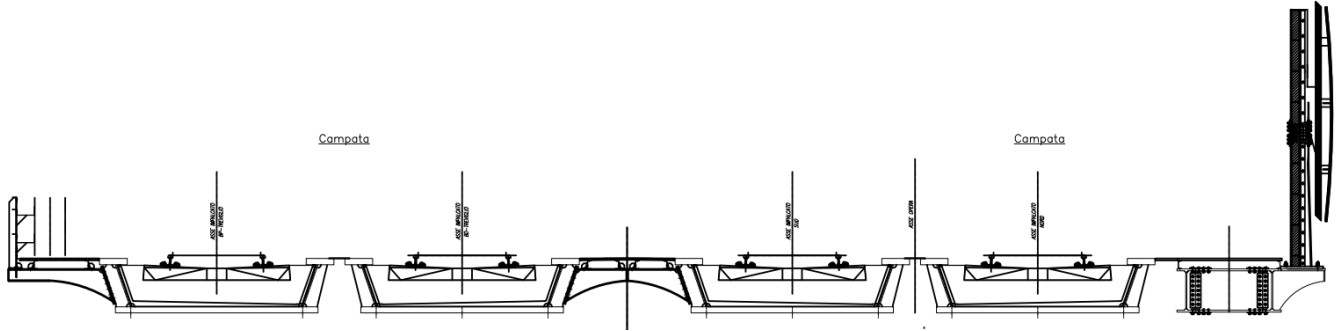


Figura 3-3: Sezione trasversale impalcato

La disposizione degli apparecchi d'appoggio è riportata nella figura che segue.

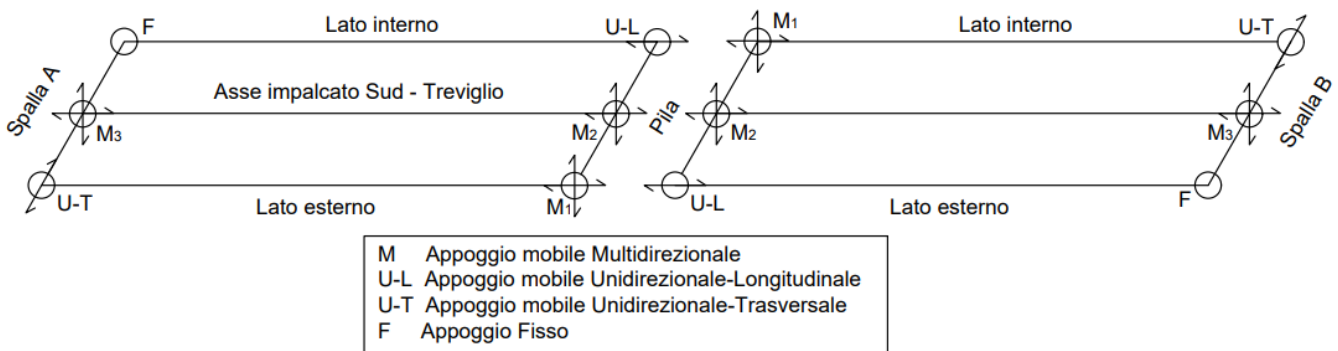


Figura 3-4: Schema degli apparecchi d'appoggio

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

4.1 Calcestruzzo

Classe C32/40

Prendendo un calcestruzzo con $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,2 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$

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

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_c = 1,45 \text{ N/mm}^2$

4.2 Acciaio


4.2.1 Acciaio per cemento armato

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

acciaio	<u>B450C</u>
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Con riferimento al Manuale di Progettazione, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 12 di 103

4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio S355J0, secondo UNI EN 10025 per profilati e lamiera

Acciaio S355J2, secondo UNI EN 10025 per travi ed elementi saldati

Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Con riferimento al Manuale di Progettazione, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 200 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio da carpenteria.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 13 di 103

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Sono state redatte due modellazioni agli elementi finiti con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti Midas Civil, mediante le quali sono state valutate separatamente le caratteristiche di sollecitazione in direzione longitudinale e trasversale. L'impalcato scelto per la modellazione e le successive verifiche è quello Sud direzione Treviglio, in quanto avente la maggiore superficie di esposizione al vento e la maggiore lunghezza della mensola di sostegno del camminamento laterale.

5.1 Midas Civil

Il software utilizzato per la modellazione tridimensionale agli elementi finiti e per le analisi effettuate è Midas Civil 2020 (v.1.2) sviluppato da MIDAS Information Technology Co (1989) e distribuito in Italia da CSPFea.

Il software Midas Civil è validato da NAFEMS, Ente internazionale che valida e promuove l'utilizzo dei metodi di simulazione numerica nell'ingegneria, attraverso Regression Test e Benchmark. Prima della commercializzazione è stato inoltre testato attraverso modelli numerici validati con test di laboratorio.

5.2 Modello 1

Mediante tale modellazione è stato effettuato lo studio della struttura lungo l'asse dell'impalcato al fine di definire tutte le sollecitazioni agenti in direzione longitudinale. Lo schema statico adottato è quello di una trave in semplice appoggio. La vasca in acciaio è stata modellata tramite l'impiego di elementi frame con sezione avente le proprietà inerziali della vasca in acciaio.

Si riporta il calcolo delle principali caratteristiche inerziali della sezione, effettuato tramite foglio elettronico.

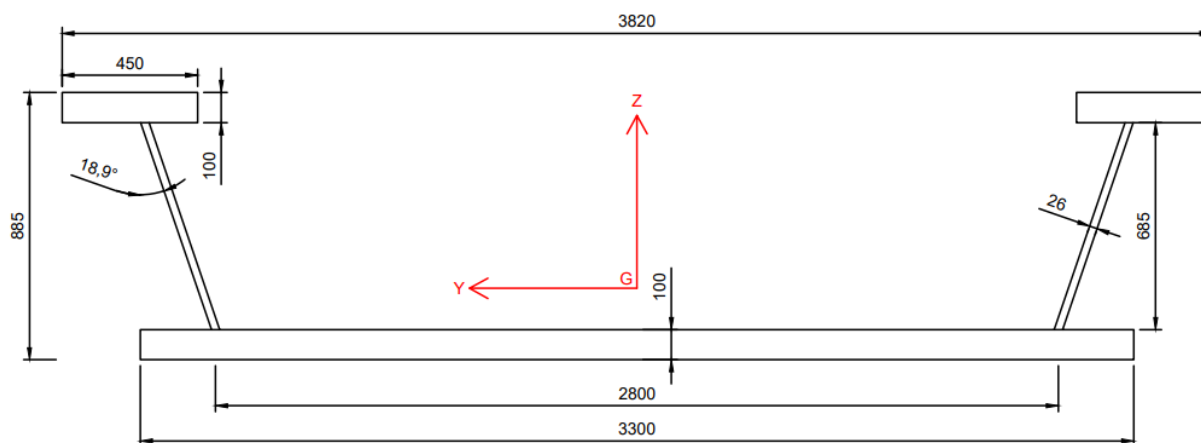


Figura 5-1: Sezione trasversale della vasca in acciaio

VASCA IN ACCIAIO

Altezza trave	H_{vasca}	885	mm
Larghezza max superiore	B_{sup}	3820	mm
Interasse inferiore anime	B_w	2800	mm
Spessore fondo cassone	t_i	100	mm
Larghezza fondo cassone	B_i	3300	mm
Spessore piattabanda sup	t_{s1}	100	mm
Larghezza piattabanda sup	B_{s1}	450	mm
Spessore anime	t_w	26	mm
Inclinazione anime	i_w	18.94	°
Altezza anime	h_w	685	mm
Lunghezza anime	l_w	724.21	mm

Parametri sezione in acciaio (per calcolo della resistenza)

Area vasca	A	457659.05	mm ²
Altezza baricentro sez. acciaio da lembo inferiore	z_g	236.67	mm
Momento d'inerzia verticale	J_y	4.714E+10	mm ⁴
Modulo elastico lembo inferiore	$W_{y,inf}$	1.992E+08	mm ³
Modulo elastico lembo superiore	$W_{y,sup}$	-7.271E+07	mm ³
Modulo elastico anima-pb. Inferiore	$W_{y,w,inf}$	3.449E+08	mm ³
Modulo elastico anima-pb. Superiore	$W_{y,w,sup}$	-8.597E+07	mm ³

Momento d'inerzia orizzontale	J_z	6.434E+11	mm ⁴
Modulo elastico orizz. lembo esterno inf.	$W_{z,inf}$	3.900E+08	mm ³
Modulo elastico orizz. Lembo esterno sup.	$W_{z,sup}$	3.369E+08	mm ³
Modulo elastico orizz. Anima-pb. Inferiore	$W_{z,w,inf}$	3.977E+08	mm ³
Modulo elastico orizz. Anima-pb. Superiore	$W_{z,w,sup}$	4.551E+08	mm ³
Modulo elastico orizz. Altezza baricentro	$W_{z,w,g}$	4.202E+08	mm ³

Gli assi globali del modello sono così orientati:

asse X: longitudinale

asse Y: trasversale

asse Z: verticale

Gli apparecchi d'appoggio sono modellati con dei link elastici di opportuna rigidezza (vedi Appendice A), posizionati in corrispondenza dell'effettiva localizzazione geometrica per tener conto dell'obliquità dell'impalcato e collegati a quest'ultimo mediante dei vincoli cinematici di tipo "body". La rigidezza degli elastic link è stata assegnata in modo tale da riprodurre lo schema degli apparecchi d'appoggio riportato nel §3.

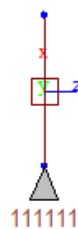


Figura 5-2: Dettaglio modellazione apparecchi d'appoggio

Si riporta di seguito una vista tridimensionale e una vista in pianta del modello unifilare adottato.

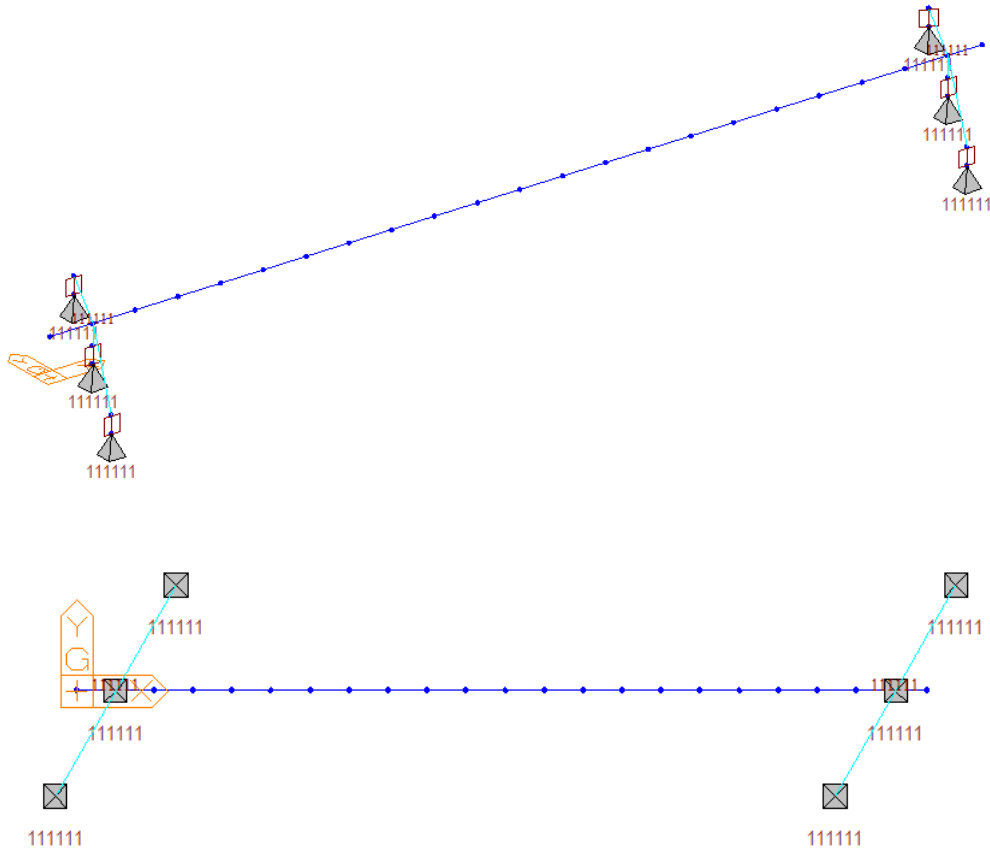


Figura 5-3: Vista 3D e vista in pianta del modello longitudinale

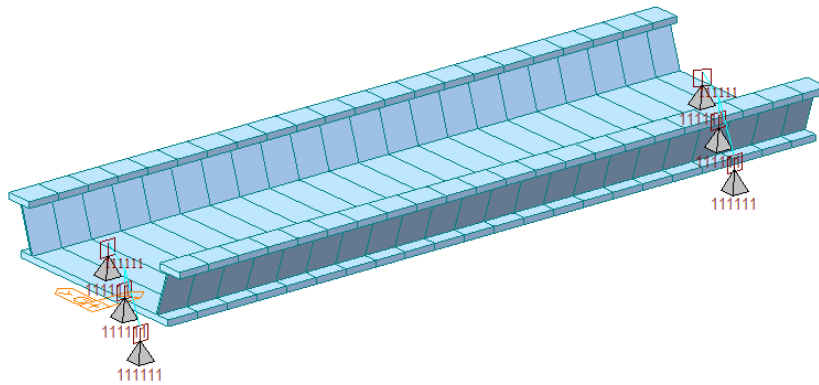


Figura 5-4: Vista estrusa del modello longitudinale

5.3 Modello 2

Mediante tale modello sono stati analizzati gli effetti dei carichi nella sezione trasversale in presenza ed in assenza della passerella pedonale.

Lo schema statico adottato è quello di una trave (la cui linea d'asse segue il perimetro della sezione trasversale dell'impalcato) su due appoggi posti alla base delle pareti inclinate della vasca.

È stata pertanto modellata la sezione trasversale dell'impalcato riferendosi ad una striscia longitudinale pari all'interasse degli irrigidimenti (1.4 m) a cui sono state applicate le relative azioni agenti nel piano trasversale.

Si riporta di seguito una vista estrusa del modello e le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni resistenti utilizzate.

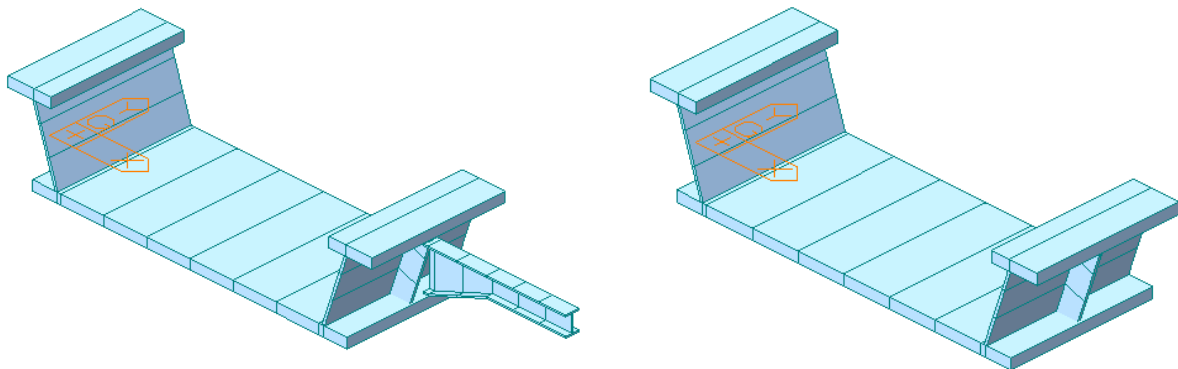


Figura 5-5: Vista estrusa del modello trasversale (a) con supporto passerella; b) senza supporto passerella)

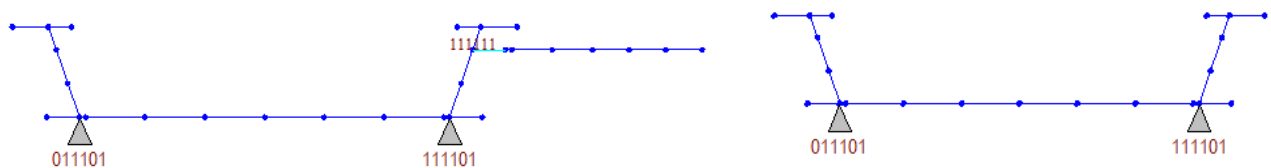


Figura 5-6: Unifilare del modello trasversale (a) con supporto passerella; b) senza supporto passerella)

Gli assi globali del modello sono così orientati:

asse X: asse trasversale dell'impalcato

asse Y: asse longitudinale dell'impalcato (non considerato nell'analisi)

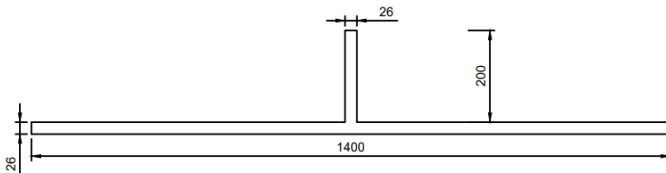
asse Z: asse verticale

I vincoli della struttura sono costituiti da una cerniera e un carrello che bloccano i seguenti gradi di libertà:

Cerniera 1: Dy, Dz, Rx e Ry

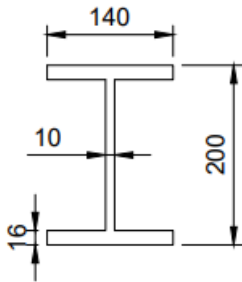
Carrello 2: Dx, Dy, Dz, Rx e Ry

Sezione resistente pareti laterali



Spessore vert.	26	mm
Spessore orizz.	26	mm
Altezza sup.	200	mm
Altezza totale	226	mm
Base	1400	mm
J	7.75E+07	mm ⁴
W _{sup}	-389605.61	mm ³
W _{inf}	2856509.37	mm ³
Y _{inf}	27.13	mm
Y _{sup}	-198.88	mm
A	41600.00	mm ²

Sezione resistente trave passerella



Spessore ala sup.	16	mm
Spessore ala inf.	16	mm
Spessore anima	10	mm
Base sup.	140	mm
Base inf.	140	mm
Altezza anima	168	mm
Altezza totale	200	mm
J	4.20E+07	mm ⁴
W _{sup}	-419656.53	mm ³
W _{inf}	419656.53	mm ³
y _{inf}	100.00	mm
y _{sup}	-100.00	mm
A	6160.00	mm ²

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

6.1 Carichi permanenti strutturali G1

Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi strutturali. Il carico viene valutato tramite un apposito foglio di calcolo ed applicato al modello di calcolo sotto forma di carico uniformemente distribuito. La densità dell'acciaio è pari a 7850 kg/m³, cui corrisponde un peso specifico di 77.01 kN/m³.

γ_{g1}	1.35
---------------	------

Vasca in acciaio

Altezza trave	H_{vasca}	885	mm
Spessore fondo cassone	t_i	100	mm
Larghezza fondo cassone	B_i	3300	mm
Spessore piattabanda superiore 1	t_{s1}	100	mm
Larghezza piattabanda superiore 1	B_{s1}	450	mm
Spessore anime	t_w	26	mm
Inclinazione anime	i_w	18.94	°
Altezza anime	h_w	724.2	mm
Altezza baricentro sez. acciaio	z_g	236.67	mm
Area vasca	A_{vasca}	457659	mm ²
Peso unitario vasca	g_{vasca}	35.23	kN/m

Irrigidimenti anime

Passo	p	1400	mm
Altezza anima	h''	200	mm
Spessore anima	t''_w	26	mm
Area equivalente	A''	3931293	mm ³ /m
Peso	g_{irr}	0.30	kN/m

Peso totale acciaio	g_{tot}	35.53	kN/m
Maggiorazione	15%	5.33	kN/m

Totale carichi permanenti strutturali	g_1	40.86	kN/m
--	-------	--------------	-------------

6.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) G2

I carichi permanenti portati (non strutturali) G2 agenti sull'impalcato sono:

- Peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione: è stato valutato assumendo un peso di volume convenzionale $\gamma_b = 18.00 \text{ kN/m}^3$ applicato su tutta la larghezza tra le anime del cassone, per un'altezza media di 0.80 m.
- Peso della mensola a sbalzo
- Peso della passerella e del parapetto

γ_{g2}	1.5
---------------	-----

Massicciata

Spessore ballast	H_{ballast}	0.8	m
Larghezza ballast	B_{ballast}	3.0	m
Peso di volume massicciata	γ_{ballast}	18	kN/m^3
Peso massicciata	$g_{2,\text{ballast}}$	43.2	kN/m
Eccentricità massicciata	e_{ballast}	0.03	m
Momento torcente massicciata	$m_{2,\text{ballast}}$	1.30	kNm/m

Passerella laterale

Eccentricità	e	2.6	m
Passo	p	1400	mm

Mensola a sbalzo


Altezza anima	h_w	168	mm
Spessore anima	t_w	10	mm
Larghezza flangia sup.	B_s	140	mm
Spessore flangia sup.	t_s	16	mm
Larghezza flangia inf.	B_i	140	mm
Spessore flangia inf.	t_i	16	mm
Lunghezza	L	1500	mm
Area equivalente	A'	6600000	mm^3/m
Peso mensola	$g_{2,\text{mens}}$	0.51	kN/m

Camminamento

2 x UPN 140	0.31	kN/m
2 x L 100x100x10	0.30	kN/m
1 Grigliato	0.5	kN/m
1 Parapetto	0.5	kN/m
Peso camminamento	1.61	kN/m

Peso passerella laterale	$g_{2,pass}$	2.12	kN/m
Momento rispetto ad asse impalcato	$m_{2,pass}$	5.51	kNm/m

Totale carichi perm. non strutturali	g_2	45.3	kN/m
Momenti torcente permanenti	$m_{t,g2}$	6.8	kNm/m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 23 di 103

6.3 Azioni variabili da traffico

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

LM71 - modello di carico rappresentativo del traffico normale;

SW/2 - modello di carico rappresentativo del traffico pesante.

Il carico SW/0 non è stato preso in considerazione in quanto si utilizza solo per travi continue, mentre nel caso in esame l'impalcato è semplicemente appoggiato.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono essere moltiplicati per il coefficiente di adattamento α il cui valore deve essere assunto in accordo alla tabella seguente.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE α
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2	1,0

Inoltre va considerato anche l'incremento dinamico mediante il coefficiente $\phi=1.444$ (vedi par. 6.4).

6.3.1 Treno di carico LM 71

Il modello di carico LM71 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

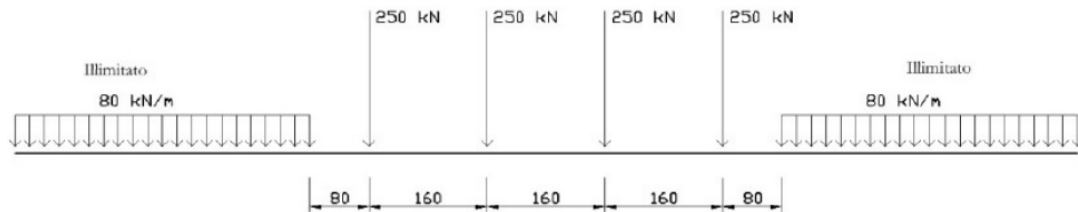


Figura 6-1: Modello di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento "s", per tenere conto dello spostamento dei carichi. L'eccentricità è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è definita in termini di rapporto massimo fra i carichi relativi a due ruote appartenenti al medesimo asse: $QV2/QV1=1,25$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$ (scartamento standard). Questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito deve essere segmentato al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

Si ha dunque:

Carico concentrato sul singolo asse	Q_{vk}	250 [KN]
Numero assi da considerare	n_a	4
Interasse tra gli assi	i_a	1,6 [m]
Carico distribuito in entrambe le direzioni	q_{vk}	80 [KN/m]
Distanza dai carichi concentrati	i_c	0,8 [m]
Coefficiente alfa	α	1,1
Carico concentrato sul singolo asse x α	$Q_{vk,LM} \cdot \alpha \cdot \phi$	397.1 [KN]
Carico distribuito in entrambe le direzioni x α	$q_{vk,LM} \cdot \alpha \cdot \phi$	127.1 [KN/m]
Scartamento	s	1435 [mm]
Eccentricità rispetto l'asse del binario	e	0,08 [m]

6.3.1.1 Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1)

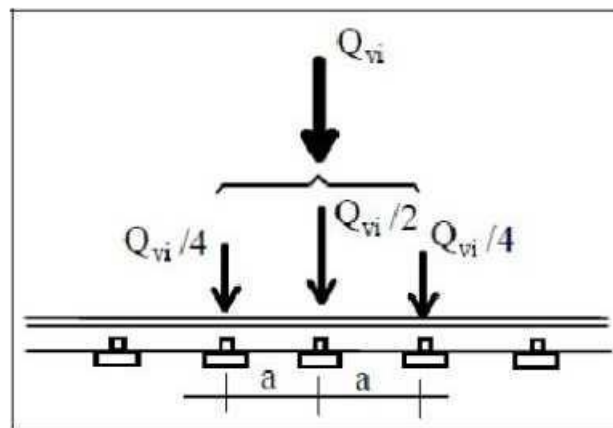
Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante forze concentrate e carichi uniformemente distribuiti, implementando le “moving load”.

Oltre ai carichi verticali sono stati applicati i momenti che simulano l'eccentricità del carico in direzione trasversale.

6.3.1.2 Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)

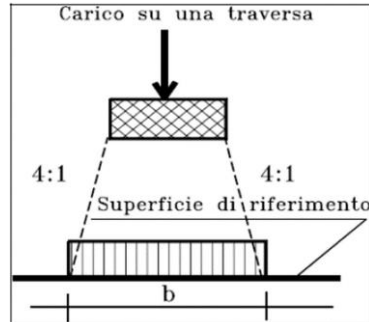
È stata in primo luogo eseguita una ridistribuzione longitudinale dei carichi concentrati del modello LM71.

Un carico d'asse Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme “a”, ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni: 25%, 50%, 25%.

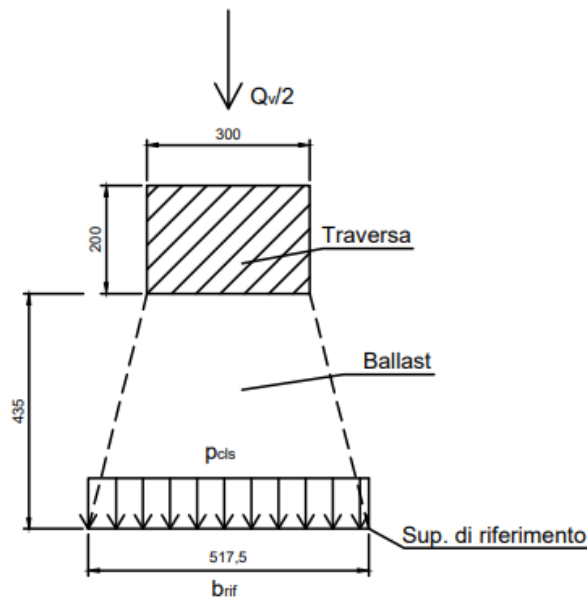


Nel caso in oggetto il carico longitudinale viene ripartito per mezzo delle traverse e del ballast.

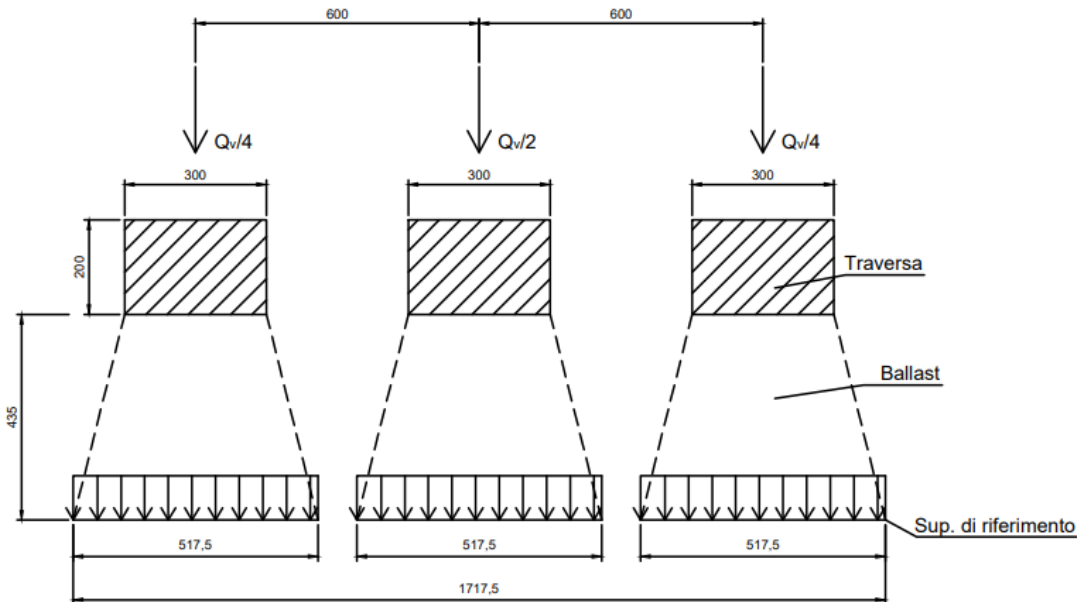
La distribuzione del carico avviene secondo lo schema di seguito riportato:



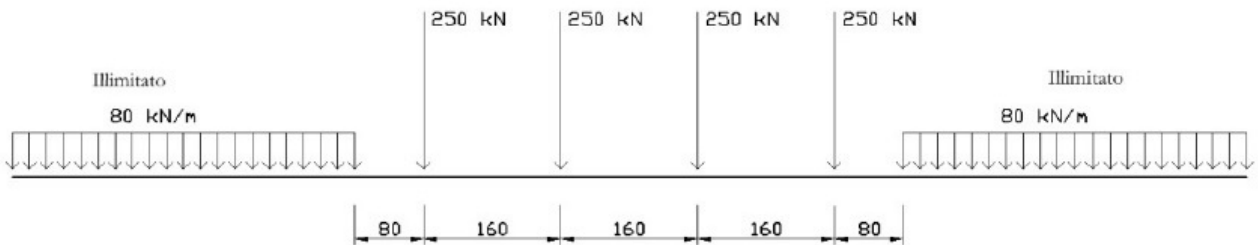
Considerando una prima distribuzione attraverso il ballast sulla superficie di riferimento della piastra metallica dell'impalcato, si ottiene:



Le superfici di riferimento dei singoli carichi concentrati agenti sulle traverse risultano pari a 517.5 mm. E' quindi possibile schematizzare il carico d'asse concentrato $Q_{vi} = 250$ kN come carico distribuito su una lunghezza pari a $B = 1717.5$ mm (vedi figura successiva).



Essendo B maggiore dell'interasse tra i singoli carichi d'asse del modello LM71 (pari a 1,60m), i carichi distribuiti di ogni carico d'asse si sovrappongono tra loro.



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

È dunque possibile schematizzare i 4 carichi d'asse come un unico carico distribuito (per semplicità uniforme) sulla lunghezza L_{rif} .

$$L_{rif} = 4 \cdot 1,60 = 6,40 \text{ m}$$

$$p_{tot} = (1,1 \times 1,444 \times 250 \times 4) / 6,40 = 248,2 \text{ kN/m}$$

Al fine dei calcoli strutturali si considerano due possibili distribuzioni longitudinali di carico sul ponte:

A) carichi concentrati in mezzeria;

B) carichi concentrati in prossimità dell'appoggio.

Di seguito si riportano i corrispondenti schemi di carico relativi al modello LM71.

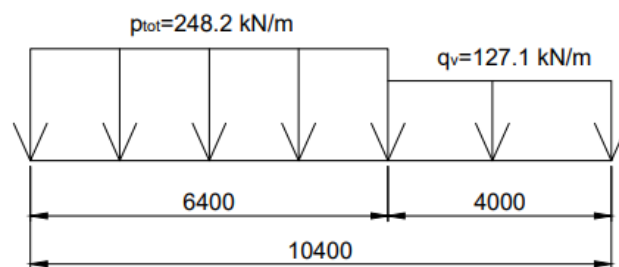


Figura 6-2: Schema di carico A: carichi d'asse in mezzeria

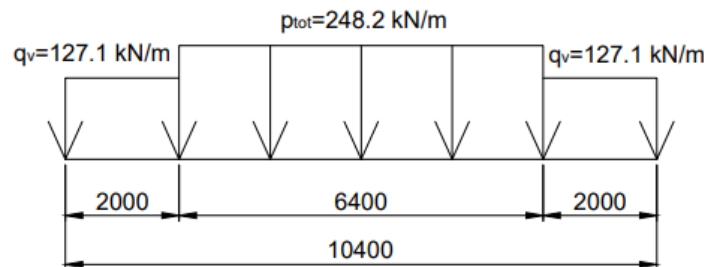
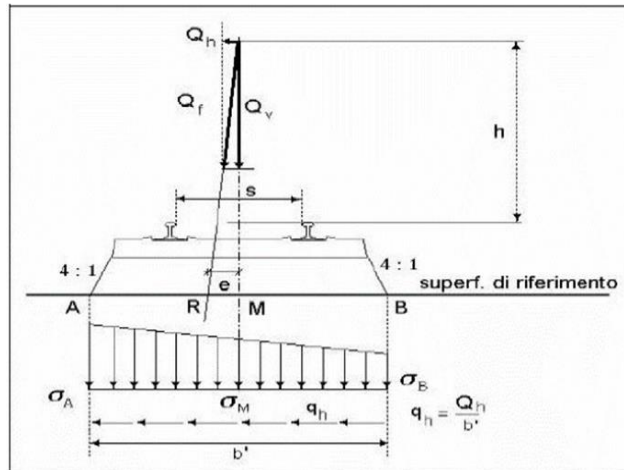


Figura 6-3: Schema di carico B: carichi d'asse all'appoggio

La distribuzione trasversale del carico concentrato attraverso le traverse e il ballast avviene secondo lo schema (Specifiche RFI) di seguito riportato.



Si considera una lunghezza (profondità) del concio trasversale $L = 1,60$ m, pari alla lunghezza di competenza del singolo carico d'asse $Q_v = 397.12$ kN.

Analogamente a quanto fatto in precedenza, si riporta lo schema di distribuzione del carico concentrato Q_v attraverso il ballast e il calcestruzzo, agente linearmente sulla piastra metallica inferiore:

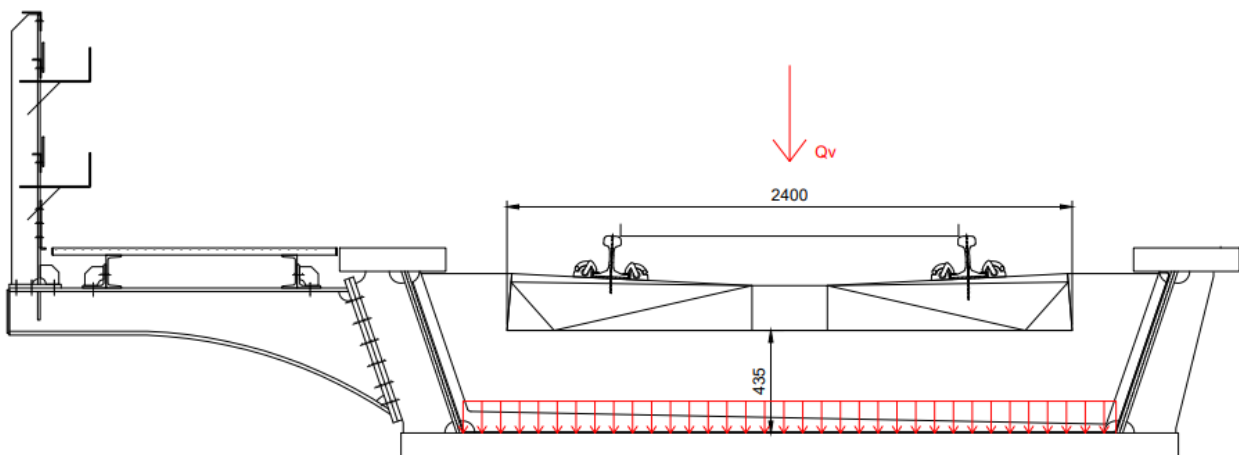


Figura 6-4: Schema di applicazione del carico verticale da traffico

Larghezza traversa	L_t	2400	mm
Spessore traversa	S_t	190	mm
Spessore ballast	S_b	370	mm
Sup riferimento cls	$b_{,cls}$	2680	mm
Spessore porta ballast	$S_{,pball}$	65	mm
Sup riferimento	b	2712.5	mm

Essendo la piastra inferiore di larghezza netta pari a:

$$B_{net} = B - t_w = 2800 - 26 = 2774 \text{ mm}$$

i carichi si considerano diffusi sulla sola superficie di riferimento della piastra inferiore, di larghezza pari a 2712.5 mm.

Per il modello di carico LM71 è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento.

Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse che deve essere

$$QV2/QV1 = 1,25$$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$ (scartamento standard):

$$e = s/18 = 0.08\text{m}$$

La distribuzione lineare sulla piastra metallica non sarà più uniforme ma avrà andamento lineare tra i valori tensionali f_1 ed f_2 , calcolati come segue:

$$M = Q_v \cdot e = 31.66 \text{ kNm}$$

$$A = L \cdot B_{rif} = 4.34 \text{ m}^2$$

$$W = L \cdot B_{rif}^2 / 6 = 1.96 \text{ m}^3$$

Quindi il carico distribuito trasversalmente sulla lunghezza L assume i seguenti valori massimi e minimi:

$$q_{\max} = N/A + M/W = 107.64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = N/A - M/W = 75.37 \text{ kN/m}^2$$

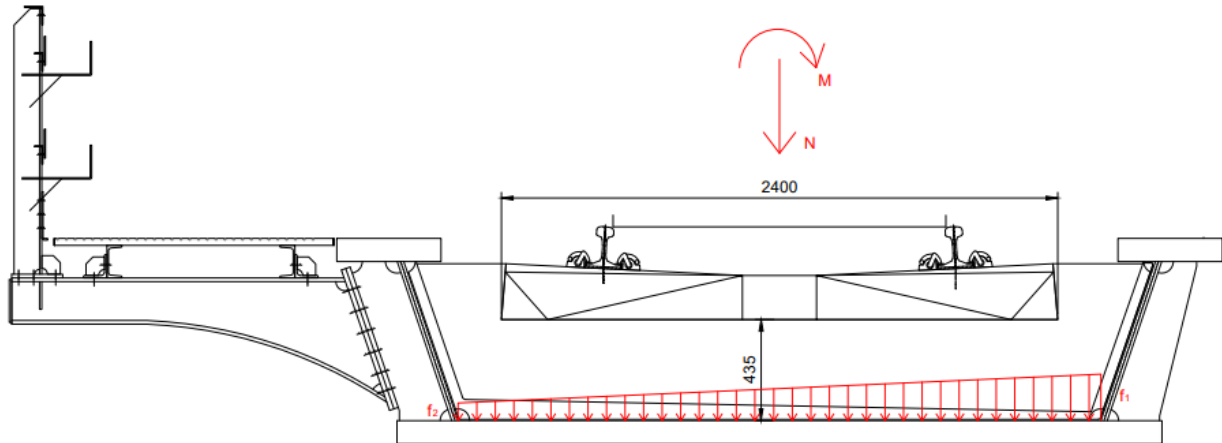


Figura 6-5: Schema di applicazione del carico da traffico LM71 considerando l'eccentricità

Moltiplicando per l'interasse dei traversi ($i=1.4 \text{ m}$) si hanno i valori massimo e minimo del carico applicato al modello

$$f_1=150.69 \text{ kN/m}$$

$$f_2=105.51 \text{ kN/m}$$

L'eccentricità del modello di carico LM71 è stata considerata in entrambe le direzioni dell'asse trasversale.

6.3.2 Treno di carico SW/2

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e la sua articolazione è mostrata nella figura successiva.

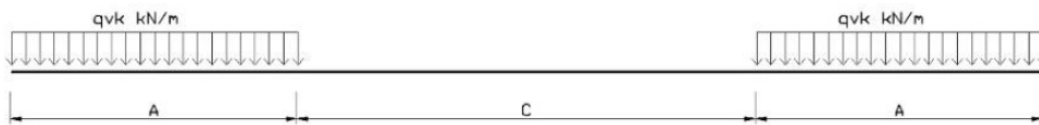


Figura 6-6: Modello di carico SW/2

TIPO DI CARICO	qvk [KN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Si ha dunque:

SW/2:

Carico distribuito	q _{vk}	150 [KN/m]
Estensione carico	a	25 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	7 [m]
Coefficiente alfa	α	1
Carico distribuito	q _{vk} · α · φ	216.61 [KN/m]


6.3.2.1 Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1)

Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante carichi uniformemente distribuiti.

6.3.2.2 Applicazione del carico SW in direzione trasversale (Modello 2)

Il carico è stato applicato al fondo del cassone, secondo la larghezza di riferimento calcolata al §6.3.1:

$$f_{sw/2} = 216.61 \cdot 1.40 / 2.7125 = 111.80 \text{ kN/m}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 33 di 103

6.3.3 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo da personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente distribuito del valore di $10,0 \text{ KN/m}^2$. Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dar luogo agli effetti locali più sfavorevoli. A questo tipo di carico distribuito non si applica l'incremento dinamico.

Carico accidentale distribuito marciapiedi $q_m = 10 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

Essendo la larghezza del marciapiede pari a $1,50\text{m}$ il carico al metro lineare risulta essere $q_m = 15,00 \text{ kN/m}$

Il momento per unità di lunghezza rispetto al baricentro dell'impalcato è pari a:

$$q_m \times d = 15,00 \text{ kN/m} \times 2,60\text{m} = 39,00 \text{ kNm/m}$$

Per quanto riguarda il modello 2, il carico è applicato alla mensola sotto forma di carico distribuito:

$$f_m = q_m \cdot i_m = 14,0 \text{ kN/m}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 34 di 103

6.4 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementate per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti inerziali indotti sulla struttura;
- le variazioni degli effetti dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

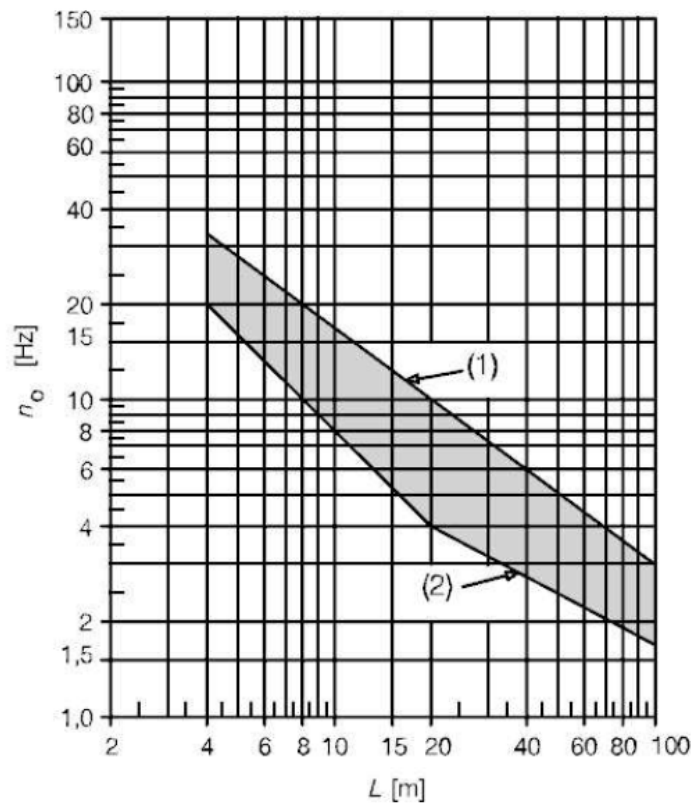
I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico sono i seguenti:

- la velocità del convoglio che percorre il ponte,
- la luce L dell'elemento e la lunghezza della linea di influenza degli spostamenti dell'elemento considerato, la massa della struttura,
- la frequenza naturale dell'intera struttura e dell'elemento pertinente della struttura e le associate forme modali (modi di vibrare),
- il numero degli assali, i carichi dell'assale e l'interasse fra gli assali,
- lo smorzamento della struttura,
- le irregolarità verticali del binario,
- la massa ammortizzata e non ammortizzata e le caratteristiche delle sospensioni del veicolo,
- le imperfezioni del veicolo (appiattimenti delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.),
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Nella analisi dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione vengono valutati nel modo seguente:

- per le tipologie di ponti usuali e per velocità di percorrenza non superiori a 200 Km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato nella seguente figura, è sufficiente utilizzare un'analisi statica che porti in conto gli effetti dinamici mediante un coefficiente di amplificazione dinamica ϕ ;

- per le tipologie di ponti usuali, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 Km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato nella figura seguente e comunque per tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi un'analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico previsto dalle norme.



- (1) Limite superiore della frequenza naturale
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Figura 6-7: Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 è [Hz] in funzione della luce della campata L [m]

Al fine di individuare il tipo di analisi da effettuare si segue il diagramma di flusso riportato nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B riportato di seguito.

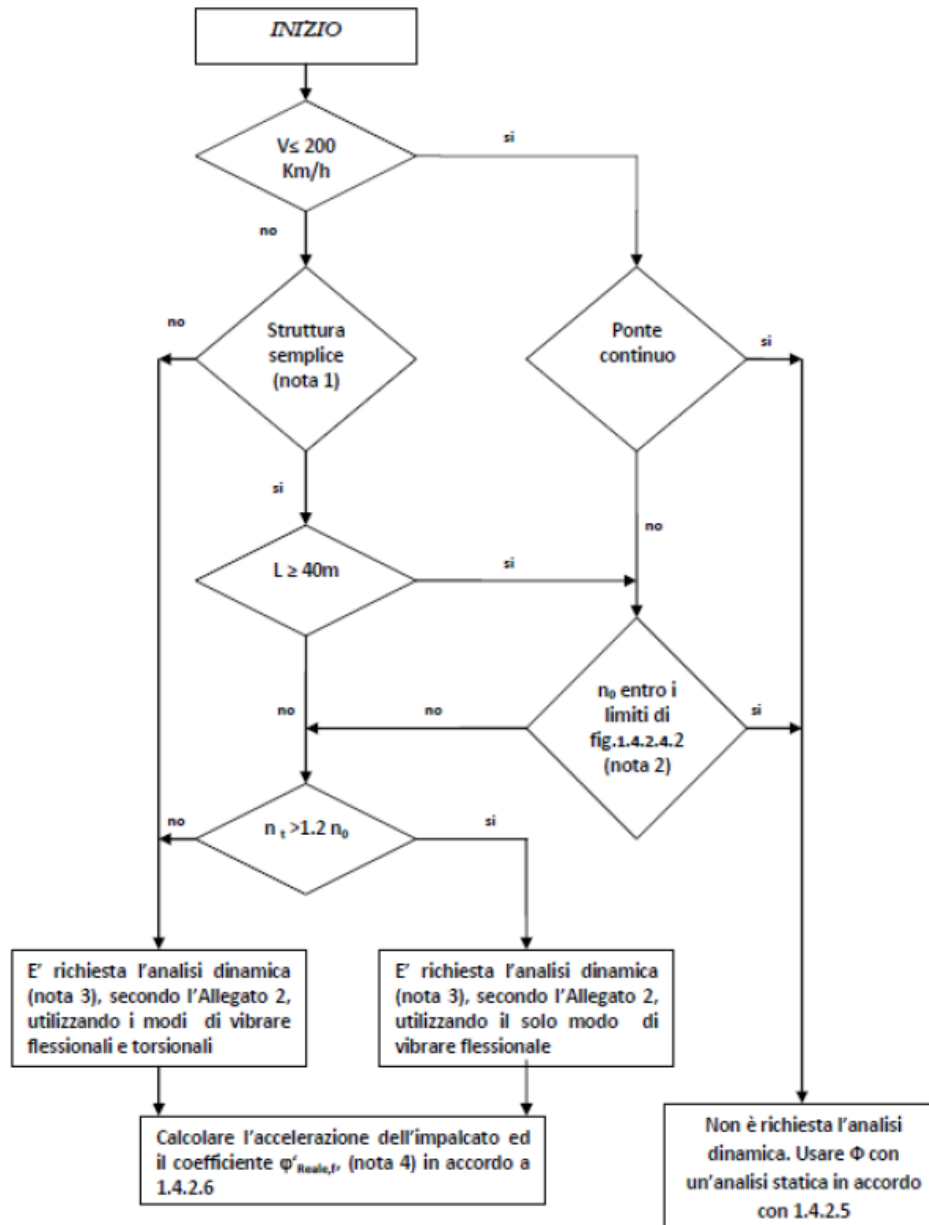



Figura 6-8: Diagramma di flusso per determinare se è richiesta l'analisi dinamica

I vari simboli stanno ad indicare:

- V: massima velocità della linea [Km/h]. Per ogni linea o tratto di linea esistono limiti di velocità derivanti dalle caratteristiche del tracciato e dalle condizioni dell'armamento. Tali velocità massime sono

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 37 di 103

anche dette velocità di fiancata, perché sono riportate nelle fiancate dell'orario di servizio. Esse devono essere inferiori o uguali alle velocità di rango indicate lungo la linea in apposite tabelle.

Per il ponte in questione la velocità massima di attraversamento del ponte è pari a 160 Km/h

- L: luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a $L\phi$ per ponti continui [m].

Il ponte in questione ha campate semplicemente appoggiate e dunque si adotta una lunghezza L pari alla luce della campata ($L = 10.40$ m).

- n_0 : prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

Queste ultime due vengono estratte dal modello di calcolo caricato con le sole azioni permanenti.

Nel presente caso risulta quanto segue:

$V < 200\text{Km/h} \rightarrow$ Ponte continuo: NO \rightarrow rientra nei limiti del diagramma delle frequenze naturali \rightarrow

Non è richiesta l'analisi dinamica: si usa un'analisi statica con coefficiente ϕ in accordo alle norme.

Infatti:

- il limite superiore di n_0 è pari a: $94,76 * L^{-0,748}$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.

- il limite inferiore di n_0 è pari a: $80/L$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.

Essendo la luce L pari a 14.67 m, risulta:

$$n_{0\text{sup}} = 16.44 \text{ Hz}$$

$$n_{0\text{inf}} = 7.69 \text{ Hz}$$

Dall'analisi modale dell'impalcato risulta

$$n_0 = 11.04 \text{ Hz}$$

Modo	Frequenza cycle/sec	Periodo sec
1	11.035	0.091
2	33.513	0.030
3	37.348	0.027
4	48.845	0.020
5	59.296	0.017
6	83.286	0.012
7	88.679	0.011
8	106.566	0.009
9	128.723	0.008
10	142.130	0.007

I coefficienti di incremento dinamico ϕ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici, si assumono pari a ϕ_2 o ϕ_3 in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare in questo caso si sceglie di utilizzare prudenzialmente i valori relativi al caso di "linee con normale standard manutentivo", nonostante il ponte subisca interventi di manutenzione con cadenza annuale, pertanto:

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (5.2.7)$$

dove L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.

1.4.2.5.3-1.

Figura 6-9: Stralcio manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: indicazioni per il calcolo del coefficiente di incremento dinamico ϕ_3

$$L\phi = 10.40 \text{ m}$$

$$\phi = 1.444$$

Il coefficiente di incremento dinamico si applica per il progetto e la verifica degli impalcati, mentre per il calcolo delle pile con snellezza inferiore a 30, delle spalle, delle fondazioni, dei muri di sostegno e delle spinte del terreno possono essere considerati coefficienti dinamici unitari.

6.5 Azione laterale di serpeggio

L'azione laterale indotta dal serpeggio si considera mediante una forza concentrata, agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si considera agente o in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato o in corrispondenza degli appoggi.

Il valore caratteristico di tale forza è: $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$

La norma impone che tale valore venga moltiplicato per α ma non per il coefficiente di incremento dinamico. La norma specifica anche che tale forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

6.5.1 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1

Viene applicata una forza orizzontale in direzione trasversale e il relativo momento di trasposto dalla testa binario al baricentro dell'impalcato.

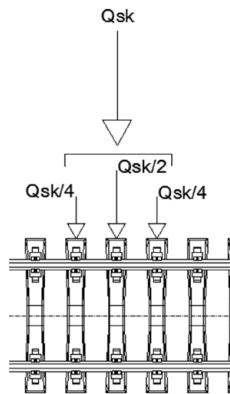
$$Q_{sk} \quad 100 \quad \text{kN}$$

$$\text{distanza testa binario - G impalcato} \quad 0.70 \quad \text{m}$$

Modello	α	F (kN)	M (kNm)
LM71	1.1	110	76.82
SW/2	1	100	69.83

6.5.2 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2

La forza è stata applicata considerando una diffusione analoga a quella prevista per i carichi concentrati del modello di treno LM71:



Essendo l'interasse fra le traverse pari a $2 \times 0.60 = 1.20$ m e l'interasse fra due irrigidimenti pari a 1.40 m, il carico può distribuirsi linearmente su tutta la distanza tra le traverse (1.20 m).

$$Q_{sk,LM71} = 110 / 1,20 = 91,67 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sk,SW/2} = 100 / 1,20 = 83.33 \text{ kN/m}$$

e sull'interasse di 1.20 m

$$Q_{sk,LM71} (1.2) = 91.67 \cdot 1.2 = 110 \text{ kN}$$

$$Q_{sk,SW/2} (1.2) = 83.33 \cdot 1.2 = 100 \text{ kN}$$

Considerando un attrito significativo del ballast è possibile riportare la forza di serpeggio agente sulle traverse come un azione superficiale agente sulla piastra inferiore e su una delle pareti verticali del cassone:

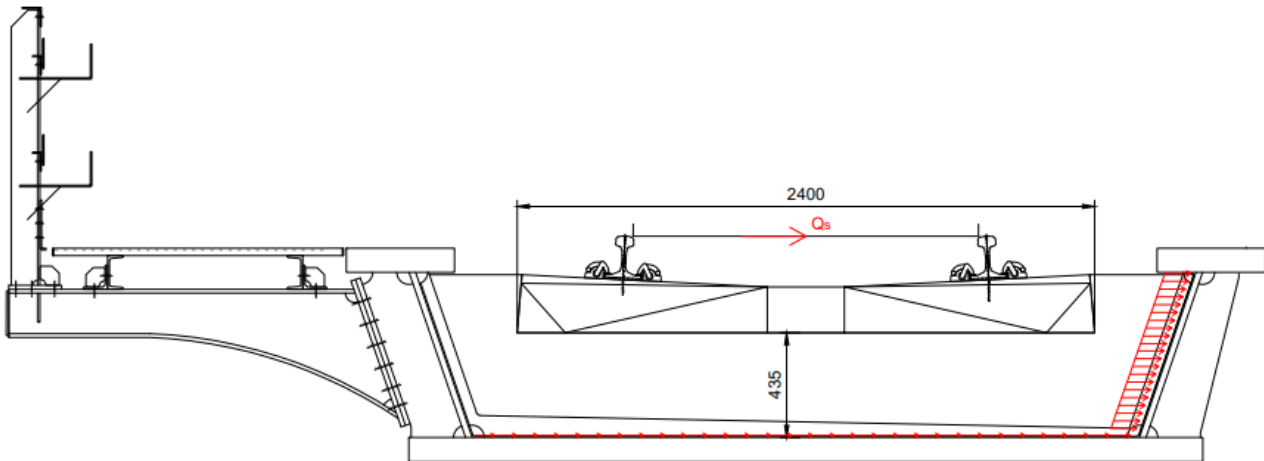


Figura 6-10: Schema di applicazione del carico di serpeggio: azione orizzontale

Essendo la larghezza della piastra pari a 2.774 m e la lunghezza delle anime inclinate pari a 0.724 m risulta:

$$q_{sk,LM71} (0.495) = 110/3.498 = 31.44 \text{ kN/m}$$

$$q_{sk,SW/2} (0.495) = 100/3.498 = 28.59 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione di serpeggio produce rispetto alla piastra inferiore anche un momento torcente M_{sk} , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale. Il braccio della forza trasversale, in questo caso, è dato dall'altezza del punto di applicazione (P.F.) rispetto al baricentro della piastra inferiore, pari 0.885 m:

$$M_{sk,LM71} = 110 \cdot 0.885 = 97.35 \text{ kNm}$$

$$M_{sk,SW/2} = 100 \cdot 0.885 = 88.50 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla distribuzione del momento torcente realizzata in §6.3.1, si ricava la seguente distribuzione trasversale del carico distribuito sul fondo del cassone:

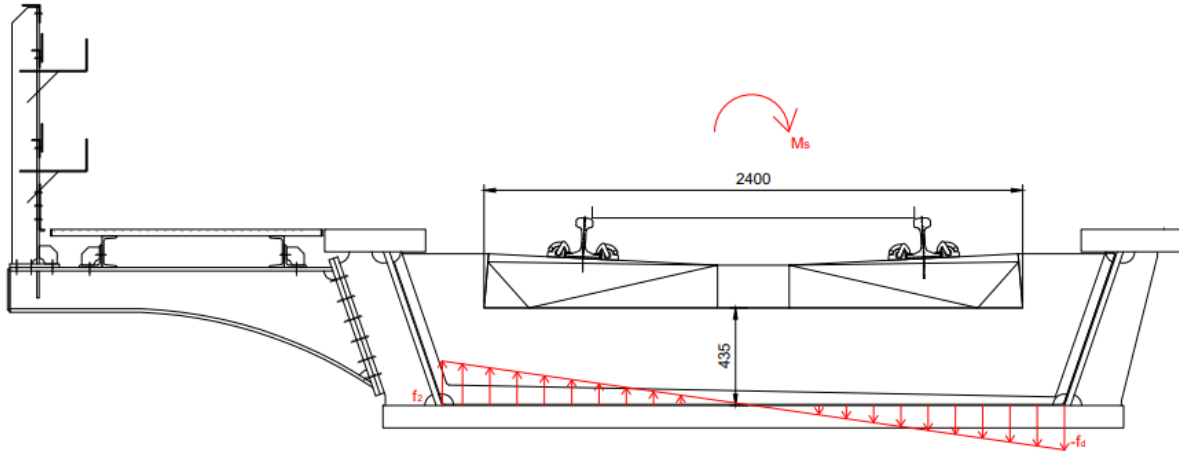


Figura 6-11: Schema di applicazione del carico di serpeggio: momento torcente

$$f_{1, LM71} = M_{sk, LM71} / w = 56.70 \text{ kN/m}$$

$$f_{1, SW/2} = M_{sk, SW/2} / w = 51.55 \text{ kN/m}$$

$$\text{dove } w = 1.4 \cdot 2.7125^2 / 6 = 1.72 \text{ m}^3$$

6.6 Forza centrifuga

L'opera è situata in un tratto di tracciato in rettilineo, pertanto non è presente l'azione della forza centrifuga.

6.7 Effetto della sopraelevazione

Non è presente sopraelevazione di un binario rispetto all'altro.

6.8 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 1000 \text{ [KN]}$$

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per il modello di carico SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

modelli LM 71 $Q_{lb,k} = 20 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 6000 \text{ [KN]}$

modelli SW/2 $Q_{lb,k} = 35 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]}$

Le azioni di frenatura e di avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

La forza di avviamento si considera applicata ai primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α , ma non devono essere moltiplicati per ϕ .

Risulta quindi quanto segue.

	Avviamento				Frenatura		
	α	Fx (kN)	My (kNm)		α	Fx (kN)	My (kNm)
LM71	1.1	411.46	266.76	LM71	1.1	249.37	161.67
SW/2	1	374.06	242.51	SW/2	1	396.73	257.21

	Fx (kN/m)	My (kNm/m)
LM71	36.3	23.53
SW/2	33	21.39

	Fx (kN/m)	My (kNm/m)
LM71	22.00	14.26
SW/2	35.00	22.69

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza del ponte pari a $L=11.335$ m.

I momenti sono relativi al trasporto delle forze lungo l'asse baricentrico dell'impalcato.

Sul modello longitudinale tali effetti sono stati applicati come carichi distribuiti (in termini di forze e momenti) lungo l'asse dell'impalcato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 45 di 103

6.9 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

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

Le analisi sono svolte considerando la condizione di carico più gravosa, con il ponte caricato con un convoglio di altezza pari a 4 m.

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

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

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

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

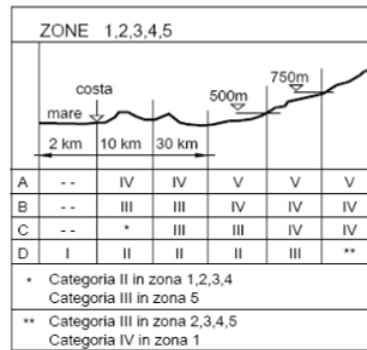


Figura 6-12: Definizione della categoria di esposizione

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

Figura 6-13: Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

Regione	Lombardia		
Zona	1		
Velocità caratteristica del sito	$v_{b,0}$	25	m/s
Quota di riferimento sul medio mare	a_0	1000	m
Coefficiente correttivo della velocità	k_s	0.4	
Quota del sito sul medio mare	a_s	236	m
Coefficiente di altitudine	c_a	1	
Periodo di ritorno	T_r	50	anni
Coefficiente di ritorno	c_r	1	
Velocità caratt. A 10 m dal suolo ($T_r=50$)	v_b	25	m/s
Velocità caratt. A 10 m dal suolo	$v_r(T_r)$	25	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_b	0.391	N/m ²

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

Ponte carico

Classe di rugosità del terreno		B	
Distanza dalla costa	d	150	km
Classe di esposizione		IV	
Altezza convoglio	h_c	4	m
Altezza investita ponte carico	h_i	4.935	m
Altezza sul suolo intradosso impalcato	z_{imp}	241	m
Altezza sul suolo (ponte carico)	z	7.97	m
Parametri	k_r	0.22	
Parametri	z_0	0.3	m
Parametri	z_{min}	8	m
Coefficiente di topografia	C_t	1	
Coefficiente di esposizione	C_e	1.63	

Superficie della parte piena della trave	S_p	2.81	m ²
Superficie delimitata dal contorno trave	S	9.96	m
Rapporto	φ	0.28	
Coefficiente di pressione	C_p	1.62	
Distanza tra due travi successive	d	0	m

Pressione del vento sulla sup. investita (PC)	$p(z)$	1.037	kN/m ²
---	--------	--------------	-------------------

6.9.1 Applicazione del carico del vento nel Modello 1

L'azione del vento viene modellata come un carico uniformemente distribuito lungo l'asse dell'impalcato in termini di forza e momento, agente nella direzione più sfavorevole. Avendo modellato l'impalcato Sud direzione Treviglio, la direzione più sfavorevole è concorde con l'asse Y globale.

Altezza treno/barriera	H_t	4	m
Altezza superficie investita	H_i	4.925	m
Forza trasversale vento	q_w	5.12	kN/m
Braccio da baricentro travi	b_w	2.231	m
Momento trasversale (G travi)	m_w	11.41	kNm/m

6.9.2 Applicazione del carico del vento nel Modello 2

Nel modello trasversale l'azione del vento agente sul convoglio è stata modellata secondo lo schema illustrato per il serpeggio; mentre l'azione agente sull'impalcato è assegnata alla parete direttamente investita dal vento. Si riporta di seguito uno schema di applicazione del carico da vento nel Modello 2.

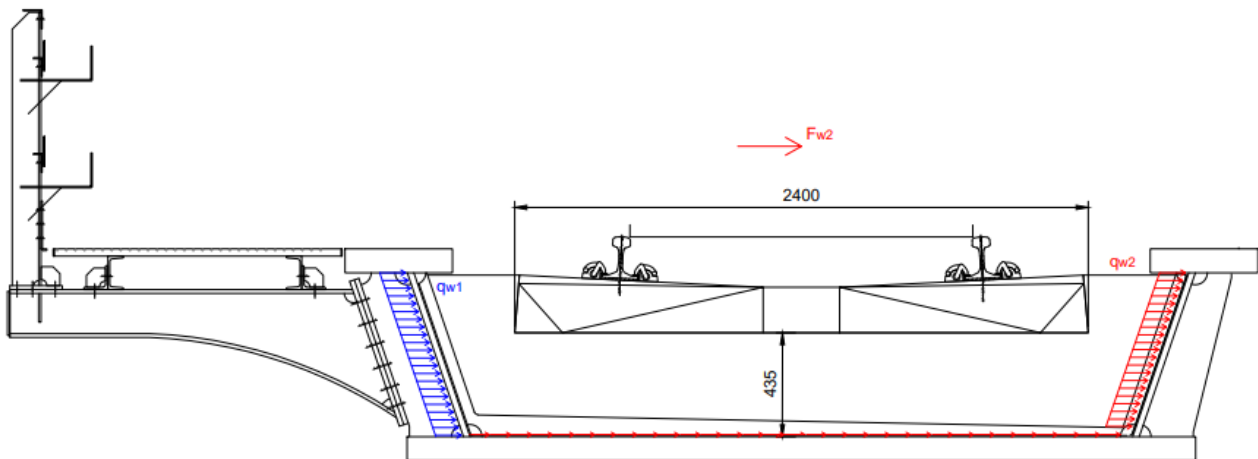


Figura 6-14: Schema di applicazione del carico da vento: forza orizzontale

Sull'interasse di 1.40 m

$$q_w (1.40) = p(z) \cdot i = 1.037 \cdot 1.40 = 1.451 \text{ kN/m}$$

La pressione del vento agisce direttamente sulla parete esterna dell'impalcato quindi $q_w (1.40) = q_{w1}$.

La forza applicata al convoglio è:

$$F_{w2} = q_w (1.40) \cdot H_t = 0.513 \cdot 4 = 5.805 \text{ kN}$$

Essendo la larghezza della piastra pari a 2.774 m e la lunghezza delle anime inclinate pari a 0.724 m risulta:

$$q_{sk,w2} = 5.805/3.498 = 1.66 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione del vento sul carico produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_w , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale. Il braccio della forza trasversale, in questo caso, è dato dall'altezza del punto di applicazione rispetto al baricentro della piastra inferiore, pari 2.835 m:

$$M_w = 5.805 \cdot 2.835 = 16.46 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla distribuzione del momento torcente realizzata in §6.3.1, si ricava la seguente distribuzione trasversale del carico distribuito sul fondo del cassone:

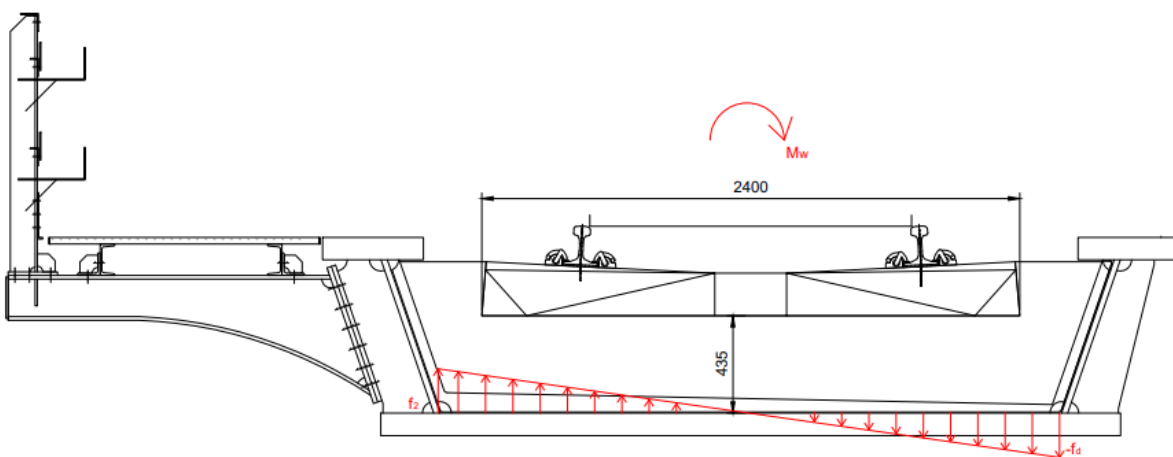


Figura 6-15: Schema di applicazione del carico da vento: momento torcente

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 50 di 103

$$f_{1,w} = M_w / w = 9.59 \text{ kN/m} \quad \text{dove } w = 1.4 \cdot 2.7125^2 / 6 = 1.72 \text{ m}^3$$

6.10 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

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

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

6.10.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 51 di 103

6.10.2 Classe d'uso

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

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

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

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

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo III** con coefficiente d'uso $C_U=1,5$.

6.10.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.10.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

	STATO LIMITE	r: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Tabella 6-1: Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	45
	SLD	75
SLU	SLV	712
	SLC	1462

Tabella 6-2: Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 712$ anni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 53 di 103

6.10.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.10.5.1 Categorie di Sottosuolo

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

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2. delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di categoria B, tuttavia, in ossequio al DGR n.IX/2616 di Regione Lombardia del 30/11/2011, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati, si assume la categoria di suolo più penalizzante, pertanto il terreno deve essere assunto di **categoria C**.

6.10.5.2 Condizioni topografiche

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

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

Tabella 6-3: Classificazione topografie superficiali

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 54 di 103

6.10.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 6-4: Tabella delle espressioni per S_s e C_c

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

Tabella 6-5: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a quello massimo per la Cat. C, ovvero $S_s = 1,50$. Si ha inoltre $C_c = 1,61$.

6.10.6 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6-16: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \quad \text{45} \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \quad \text{75} \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \quad \text{712} \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \quad \text{1462} \end{array} \right.$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

...■... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6-17: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

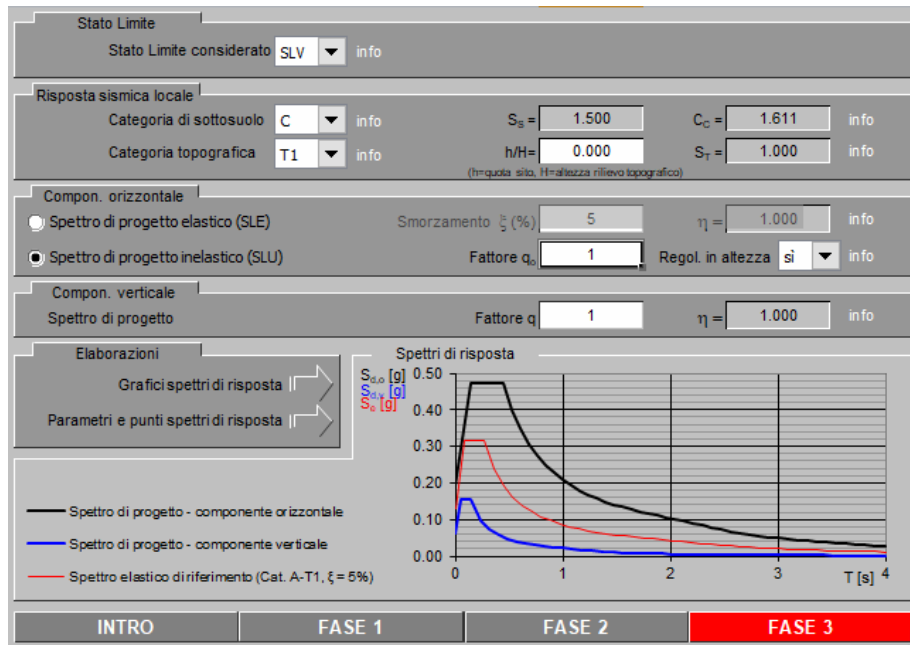


Figura 6-18: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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

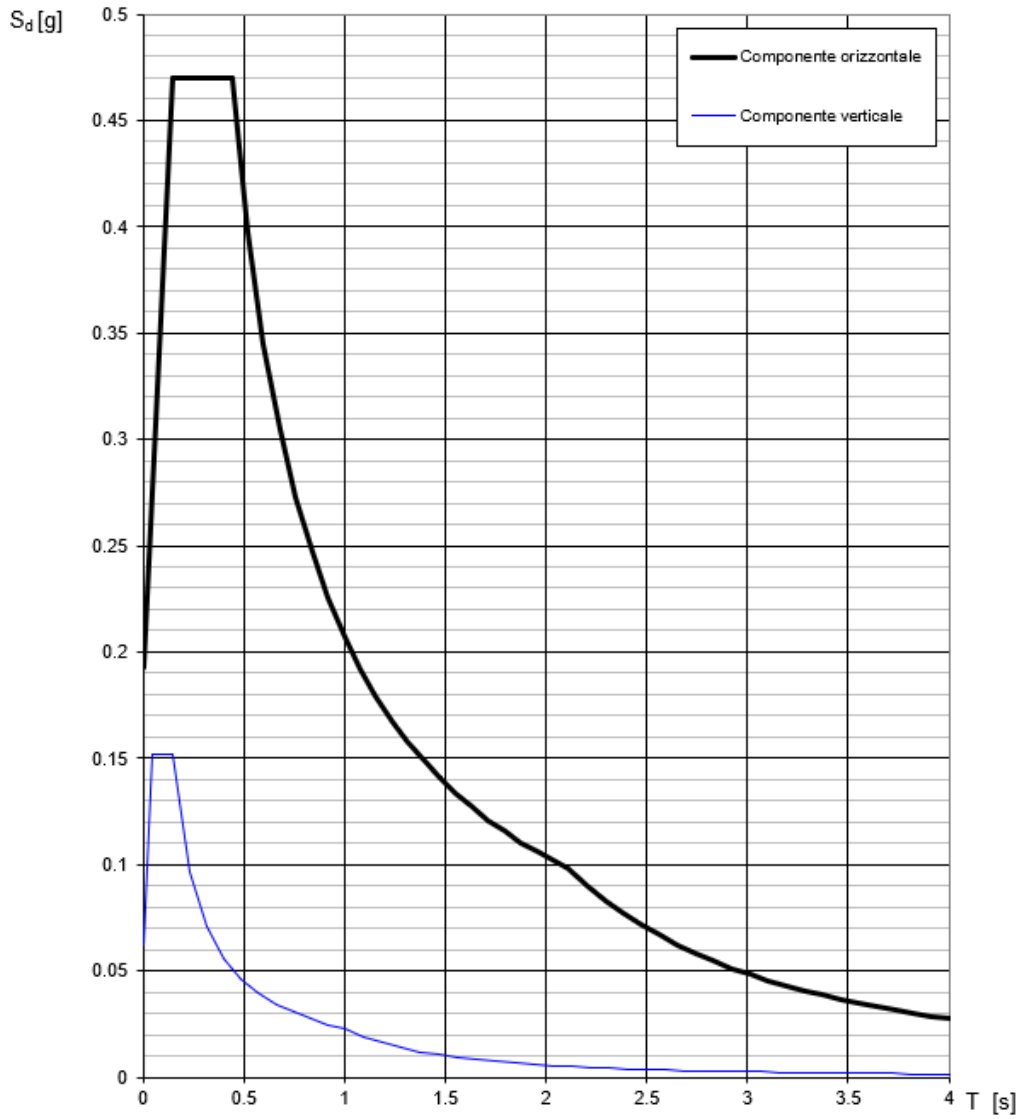


Figura 6-19: Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.128 g
F_o	2.442
T_c	0.274 s
S_s	1.500
C_c	1.610
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	2.113 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.192
$T_B \leftarrow$	0.147	0.470
$T_C \leftarrow$	0.441	0.470
	0.520	0.398
	0.600	0.345
	0.680	0.305
	0.759	0.273
	0.839	0.247
	0.919	0.225
	0.998	0.207
	1.078	0.192
	1.157	0.179
	1.237	0.167
	1.317	0.157
	1.396	0.148
	1.476	0.140
	1.556	0.133
	1.635	0.127
	1.715	0.121
	1.795	0.115
	1.874	0.111
	1.954	0.106
	2.034	0.102
$T_D \leftarrow$	2.113	0.098
	2.203	0.090
	2.293	0.083
	2.383	0.077
	2.473	0.072
	2.562	0.067
	2.652	0.062
	2.742	0.058
	2.832	0.055
	2.922	0.051
	3.012	0.048
	3.102	0.045
	3.191	0.043
	3.281	0.041
	3.371	0.039
	3.461	0.037
	3.551	0.035
	3.641	0.033
	3.730	0.031
	3.820	0.030
	3.910	0.029
	4.000	0.027

Figura 6-20: Spettro di progetto orizzontale: valori

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{sv}	0.062 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.181
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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


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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.062
$T_B \leftarrow$	0.050	0.151
$T_C \leftarrow$	0.150	0.151
	0.235	0.097
	0.320	0.071
	0.405	0.056
	0.490	0.046
	0.575	0.040
	0.660	0.034
	0.745	0.030
	0.830	0.027
	0.915	0.025
$T_D \leftarrow$	1.000	0.023
	1.094	0.019
	1.188	0.016
	1.281	0.014
	1.375	0.012
	1.469	0.011
	1.563	0.009
	1.656	0.008
	1.750	0.007
	1.844	0.007
	1.938	0.006
	2.031	0.006
	2.125	0.005
	2.219	0.005
	2.313	0.004
	2.406	0.004
	2.500	0.004
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.003
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Figura 6-21: Spettro di progetto verticale: valori

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NBIR	09	D 09	CLVI0309001	A	60 di 103

6.10.7 Applicazione del sisma nel Modello 1

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stato determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{1j} .$$

Per i carichi dovuti al transito dei treni si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

Prudenzialmente è stata considerata la maggiore massa sismica relativa al treno di carico SW/2.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 61 di 103

6.11 Azioni eccezionali: urti da traffico veicolare

L'opera in esame VI03 ha un'altezza libera al di sotto dell'impalcato inferiore a 5 m.

Con riferimento ai par. §3.6.3.3.1 e §5.1.2.2 delle NTC2018 si deve quindi considerare anche un'azione eccezionale di urto dei veicoli al di sotto del ponte.

In particolar modo, le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con: $F_{d,y}=0.50 F_{d,x}$

L'entità della forza statica equivalente $F_{d,x}$ è riportata nella Tab. 3.6.III ed è pari a 500 kN nel caso in esame di strada urbana.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

$$F = r F_{d,x}$$

Dove il fattore r è pari a 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m. Nel caso in esame, per un'altezza di 5.2 m, r è pari a 0.8 e l'azione F nella direzione parallela a quella di marcia è quindi pari a:

$$F = 1 \cdot 500 = 500 \text{ kN.}$$

Le forze d'urto sono state applicate in corrispondenza dell'intradosso dell'impalcato nella direzione parallela e ortogonale all'asse di marcia. La forza $F_{d,x}$ sarà quindi inclinata di un angolo $\beta=61.1^\circ$ (sghembo dell'impalcato) rispetto all'orizzontale.

6.11.1 Applicazione dell'azione eccezionale nel Modello 1

Vengono applicate le due forze concentrate $F_{d,x}$ e $F_{d,y}$ e i relativi momenti di trasporto dall'estradosso al baricentro dell'impalcato.

d	0.24	m	Distanza estradosso-baricentro impalcato
---	------	---	--

	F urto norma (kN)	F long (kN)	F trasv (kN)	M long (kN)	M trasv (kN)
Caso 1: F_{dx}	500	249.50	433.30	-59.05	102.55
Caso 2: F_{dy}	250	-216.65	124.75	51.27	29.52

Dove:

F_{long} : proiezione della forza lungo l'asse longitudinale dell'impalcato;

F_{trasv} : proiezione della forza lungo l'asse trasversale dell'impalcato;

M_{long} : momento lungo l'asse longitudinale dell'impalcato generato da F_{long} ;

M_{trasv} : momento lungo l'asse trasversale dell'impalcato generato da F_{trasv} .

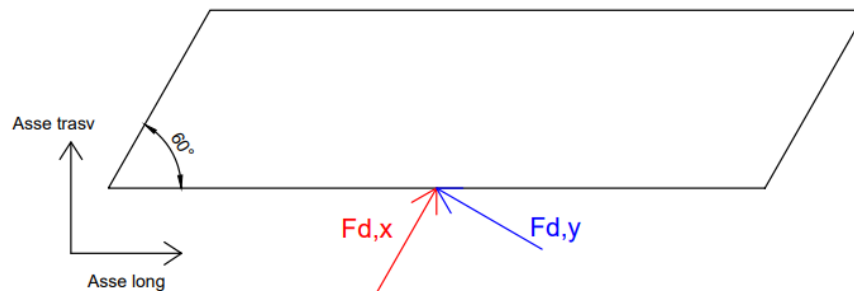


Figura 6-22: Schematizzazione delle azioni da urto

6.11.2 Applicazione dell'azione eccezionale nel Modello 2

La componente trasversale della forza da urto F_{dx} è stata applicata in corrispondenza dell'angolo esterno dell'intradosso dell'impalcato, distribuita su una lunghezza di 0.25 m.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella progettazione dei ponti va considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme ed indicato nella tabella seguente.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1.0 (LM 71“+”SW/0“)	-	1.0 SW/2
	Primo	1.0 (LM 71“+”SW/0“)	-	1.0 SW/2
2	secondo	1.0 (LM 71“+”SW/0“)	-	1.0 (LM 71“+”SW/0“)
	Primo	1.0 (LM 71“+”SW/0“)	0.75 (LM 71“+”SW/0“)	1.0 SW/2
≥ 3	secondo	1.0 (LM 71“+”SW/0“)	0.75 (LM 71“+”SW/0“)	1.0 (LM 71“+”SW/0“)
	Altri	-	0.75 (LM 71“+”SW/0“)	-

⁽¹⁾ LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Il ponte analizzato corrisponde al caso di binario unico, pertanto si fa riferimento alla configurazione con treno LM71 nel caso di traffico normale, ed alla configurazione con treno SW/2, nel caso di traffico pesante.

Tutti gli effetti delle azioni vengono determinati con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Le azioni che producono effetti favorevoli sono trascurate.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1.00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1.00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1.0 (0,5)	-	1.00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)


(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti. Data la presenza della sopraelevazione del binario di esterno curva, oltre ai gruppi di carico comprendenti le azioni orizzontali dovute al transito dei convogli (frenatura/avviamento, forza centrifuga e serpeggio), si considerano anche le condizioni di carico a convoglio fermo. Per i treni tipo LM71 l'eccentricità del carico è disposta, a seconda del caso, nella direzione più gravosa.

Ai fini delle analisi da condurre, dunque, sono stati individuati i seguenti gruppi di carico.

	Verticale			Orizzontale		
	LM71-M	LM71-V	SW/2	Frenatura	Avviamento	Serpeggio
Gruppo 1:1+	1				0.5	1
Gruppo 1:2+		1			0.5	1
Gruppo 1:3+			1		0.5	1
Gruppo 1:4+	1			0.5		1
Gruppo 1:5+		1		0.5		1
Gruppo 1:6+			1	0.5		1
Gruppo 1:7+	1				0.5	-1
Gruppo 1:8+		1			0.5	-1
Gruppo 1:9+			1		0.5	-1
Gruppo 1:10+	1			0.5		-1
Gruppo 1:11+		1		0.5		-1
Gruppo 1:12+			1	0.5		-1
Gruppo 3:1+	1				1	0.5
Gruppo 3:2+		1			1	0.5
Gruppo 3:3+			1		1	0.5
Gruppo 3:4+	1			1		0.5
Gruppo 3:5+		1		1		0.5
Gruppo 3:6+			1	1		0.5
Gruppo 3:7+	1				1	-0.5
Gruppo 3:8+		1			1	-0.5
Gruppo 3:9+			1		1	-0.5
Gruppo 3:10+	1			1		-0.5
Gruppo 3:11+		1		1		-0.5
Gruppo 3:12+			1	1		-0.5
Gruppo 1:1-	1				-0.5	1
Gruppo 1:2-		1			-0.5	1
Gruppo 1:3-			1		-0.5	1
Gruppo 1:4-	1			-0.5		1
Gruppo 1:5-		1		-0.5		1
Gruppo 1:6-			1	-0.5		1
Gruppo 1:7-	1				-0.5	-1
Gruppo 1:8-		1			-0.5	-1
Gruppo 1:9-			1		-0.5	-1
Gruppo 1:10-	1			-0.5		-1
Gruppo 1:11-		1		-0.5		-1
Gruppo 1:12-			1	-0.5		-1
Gruppo 3:1-	1				-1	0.5
Gruppo 3:2-		1			-1	0.5
Gruppo 3:3-			1		-1	0.5
Gruppo 3:4-	1			-1		0.5
Gruppo 3:5-		1		-1		0.5
Gruppo 3:6-			1	-1		0.5
Gruppo 3:7-	1				-1	-0.5
Gruppo 3:8-		1			-1	-0.5
Gruppo 3:9-			1		-1	-0.5
Gruppo 3:10-	1			-1		-0.5
Gruppo 3:11-		1		-1		-0.5
Gruppo 3:12-			1	-1		-0.5
Gruppo 1:2F	1					
Gruppo 1:3F		1				
Gruppo 1:4F			1			

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 65 di 103

Dove il carico LM71-M è la condizione con il carico LM71 che massimizza il momento flettente in mezzeria, mentre LM71-V massimizza il taglio all'estremità.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

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

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

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

Combinazione eccezionale: $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

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

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nelle tabelle seguenti si riporta un riassunto di tutte le combinazioni di carico SLU e SLE adottate.

Comb. Statiche	G1	G2	Ballast	Gruppo N	Q mp	Qw Y+
SLU str 1-51	1.35	1.5	1.5	1.45	0	0.9
SLU str 52-102	1.35	1.5	1.5	1.16	0	1.5
SLU str 103	1.35	1.5	1.5	0	1.45	0.9
SLU str 104	1.35	1.5	1.5	0	1.16	1.5
SLE r 1-51	1	1	1	1	0	0.6
SLE r 52-102	1	1	1	0.8	0	1
SLE r 103	1	1	1	0	1	0.6
SLE r 104	1	1	1	0	0.8	1
SLE f 1-51	1	1	1	0.8	0	0
SLE f 52	1	1	1	0	0	1
SLE f 53	1	1	1	0	0.8	0
SLE qp	1	1	1	0	0	0

Comb. sismiche	Massa sismica	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLV 1	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	0.3	0.3
SLV 2	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	0.3	-0.3
SLV 3	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	-0.3	0.3
SLV 4	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	-0.3	-0.3
SLV 5	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	0.3	0.3
SLV 6	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	0.3	-0.3
SLV 7	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	-0.3	0.3
SLV 8	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	-0.3	-0.3
SLV 9	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	1	0.3
SLV 10	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	1	-0.3
SLV 11	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	1	0.3
SLV 12	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	1	-0.3
SLV 13	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-1	0.3
SLV 14	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-1	-0.3
SLV 15	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-1	0.3
SLV 16	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-1	-0.3
SLV 17	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	0.3	1
SLV 18	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-0.3	1
SLV 19	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	0.3	1
SLV 20	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-0.3	1
SLV 21	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	0.3	-1
SLV 22	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-0.3	-1
SLV 23	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	0.3	-1
SLV 24	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-0.3	-1

Comb. Eccezionali	G1	G2	Ballast	LM71	SW2	Urto_Fdx	Urto_Fdy
ECC_1	1	1	1	0.2	0	1	0
ECC_2	1	1	1	0.2	0	0	1
ECC_3	1	1	1	0	0.2	1	0
ECC_4	1	1	1	0	0.2	0	1

8 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni allo SLU/SLV/Eccezionali.

8.1 Modello 1

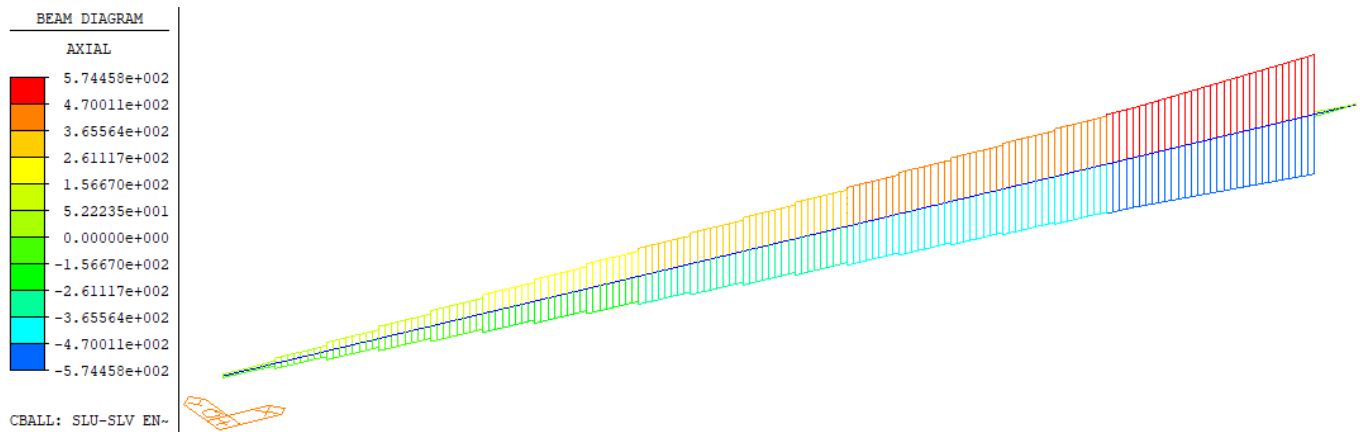


Figura 8-1: Sforzo assiale- F_x (kN)

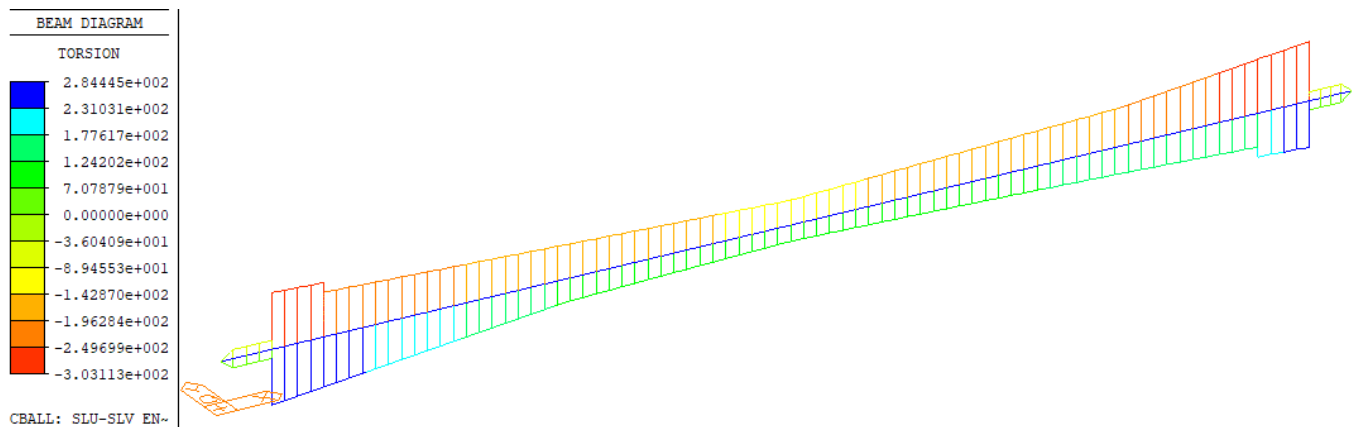


Figura 8-2: Momento torcente – M_x (kNm)

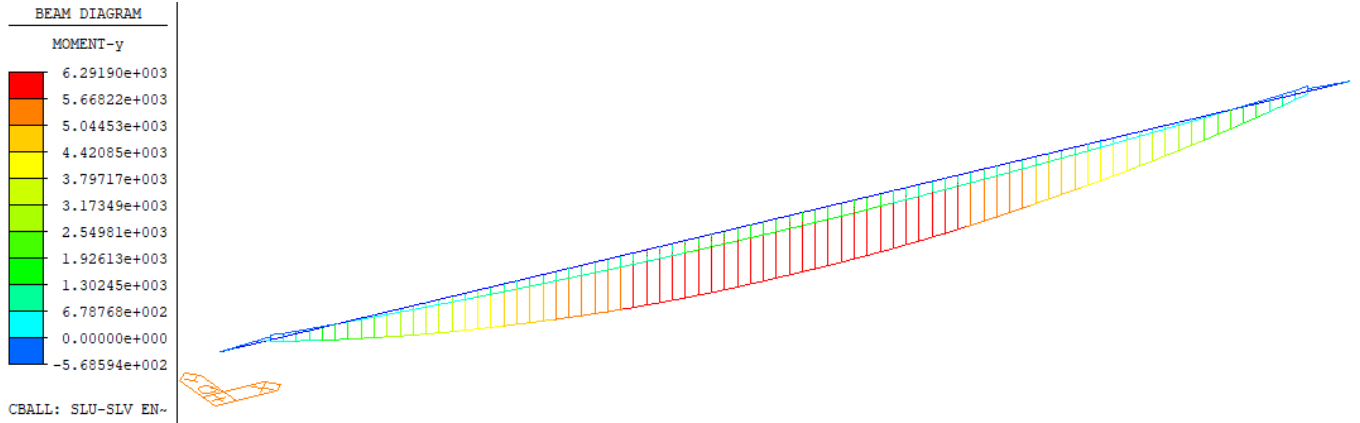


Figura 8-3: Momento flettente nel piano verticale – M_y (kNm)

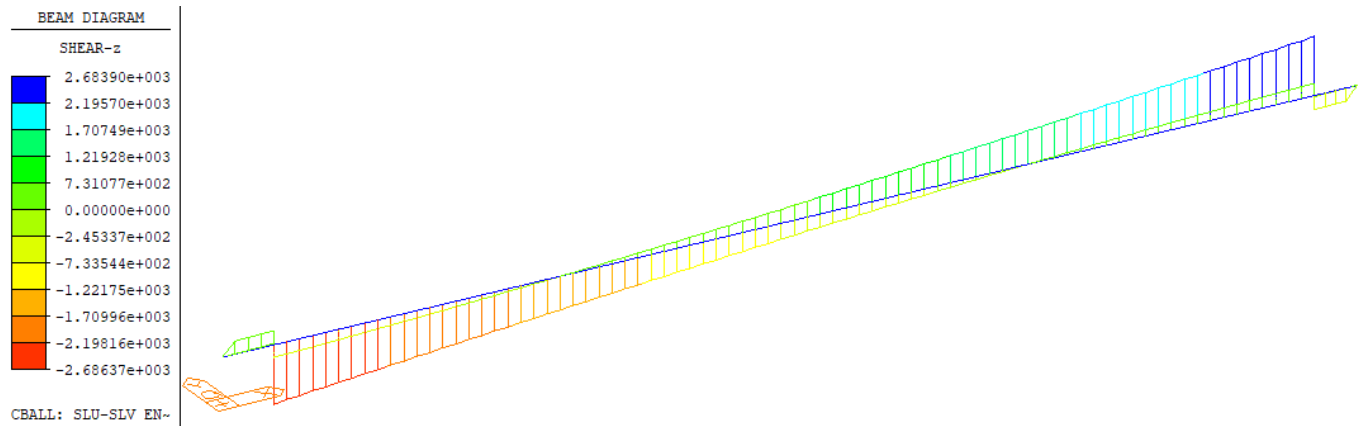


Figura 8-4: Taglio nel piano verticale – V_z (kN)

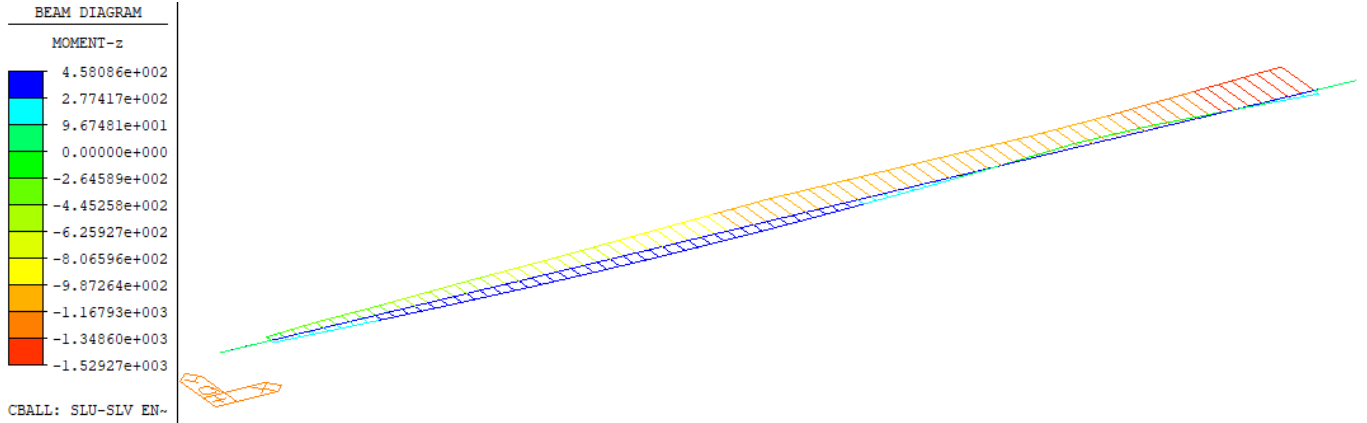


Figura 8-5: Momento flettente nel piano orizzontale – M_z (kNm)

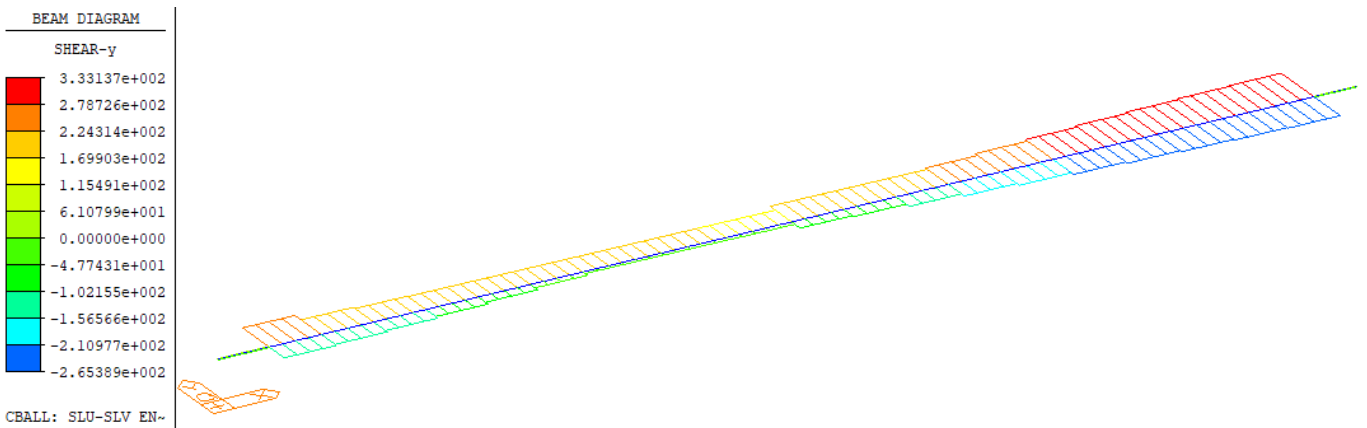


Figura 8-6: Taglio nel piano orizzontale – V_y (kN)

Nella tabella che segue è riportato un riepilogo delle sollecitazioni massime e minime allo SLU/SLV/Eccezionali.

		Max	Min
Sforzo assiale	Fx (kN)	574.5	-574.5
Momento torcente	Mx (kNm)	284.0	-303.1
Momento flettente nel piano verticale	My (kNm)	6284.7	-568.6
Taglio nel piano verticale	Vz (kN)	2683.9	-2686.4
Momento flettente nel piano orizzontale	Mz (kNm)	337.4	-1529.3
Taglio nel piano orizzontale	Vy (kN)	273.4	-205.6

8.2 Modello 2

A titolo esemplificativo si riportano gli involuppi allo SLU/SLV/Eccezionali per l'impalcato Sud-Treviglio.

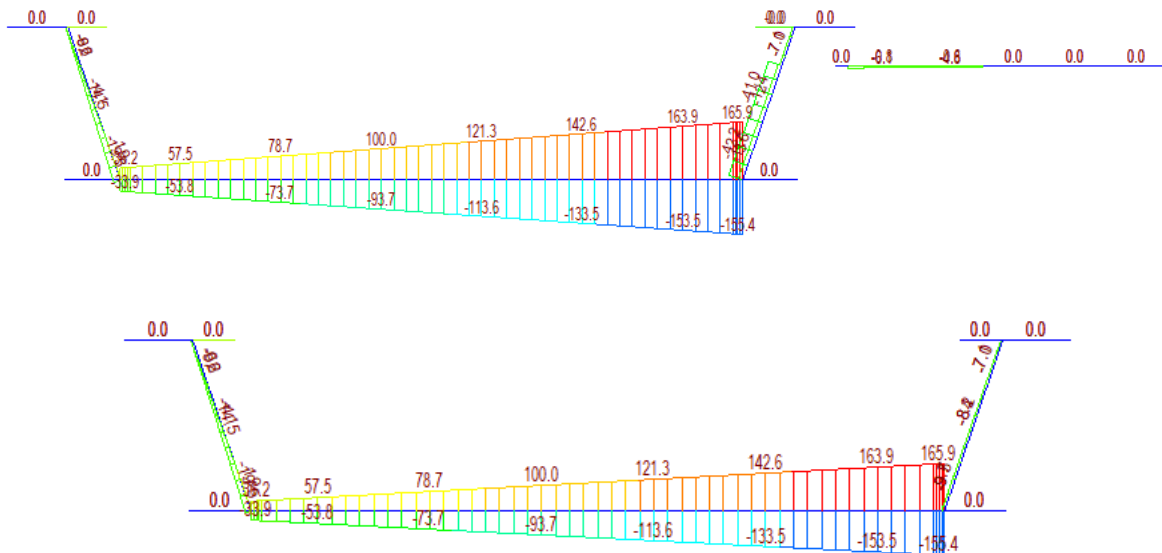


Figura 8-7: Sforzo assiale – Fx (kN)

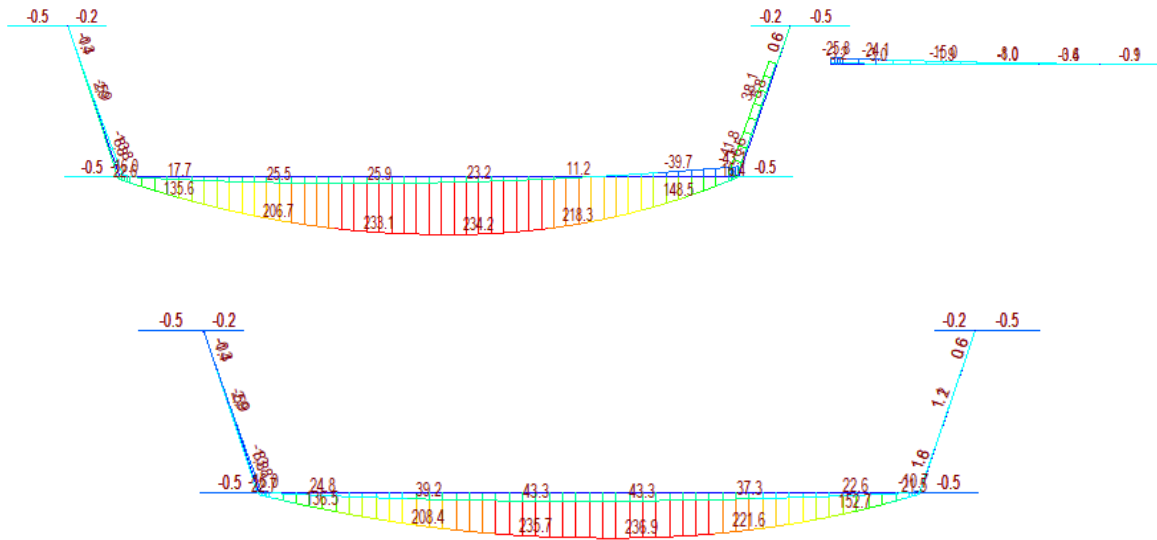


Figura 8-8: Momento flettente nel piano verticale – M_y (kNm)

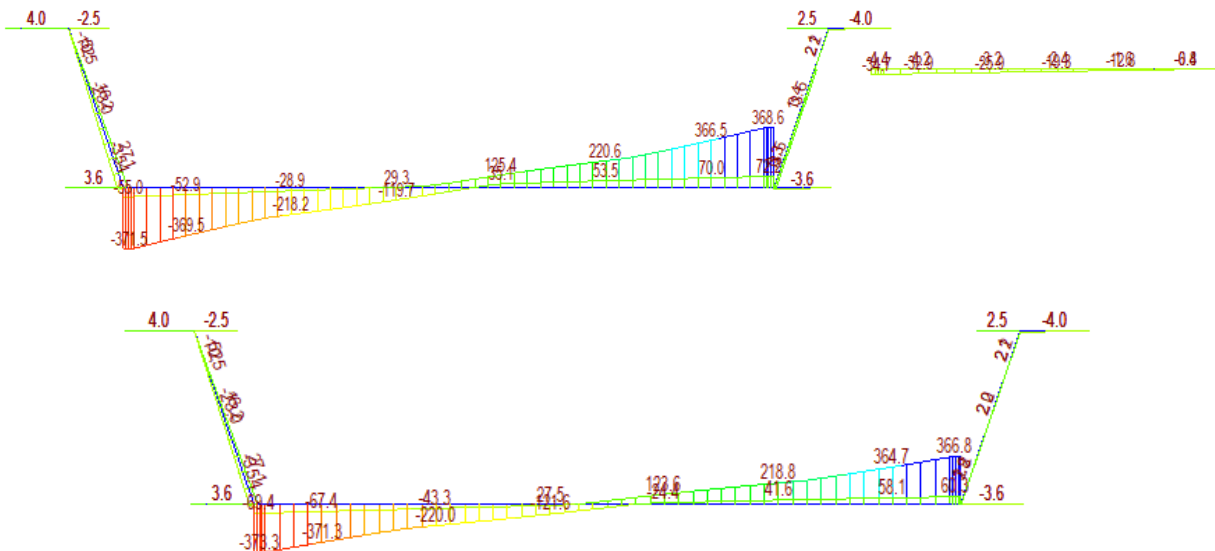


Figura 8-9: Taglio nel piano orizzontale – V_y (kN)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 73 di 103

9 VERIFICHE SLU

Le verifiche riportate riguardano la resistenza della sezione in acciaio.

9.1 Verifiche strutturali in direzione longitudinale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intero impalcato per tutte le combinazioni di carico allo SLU, SLV e Eccezionali.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M_y/W_y + M_z/W_z$$

$$\tau_z = V_z \cdot S_y / (J_y \cdot t_w)$$

$$\tau_y = V_y \cdot S_z / (J_z \cdot t_i)$$

Dove il taglio verticale V'_z agente su un'anima è ottenuto sommando al contributo del taglio quello della torsione, secondo la seguente relazione:

$$V'_z = V_z/2 + M_x/B_w$$

Con:

y e z assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M_y : momento flettente con vettore momento agente secondo y

I_y e W_y : momento di inerzia e modulo resistente attorno all'asse y

M_z : momento flettente con vettore momento agente secondo z

I_z e W_z : momento di inerzia e modulo resistente attorno all'asse z

V_y e S_y rispettivamente taglio ed il momento statico secondo l'asse y

V_z e S_z rispettivamente taglio ed il momento statico secondo l'asse z

Le tensioni sono state calcolate nei seguenti punti.

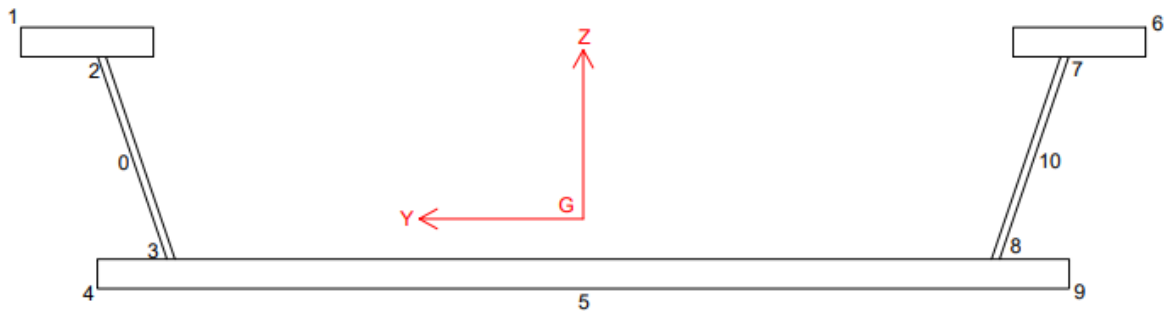


Figura 9-1: Punti di calcolo delle tensioni

Infine, sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{id} \leq f_{yd}$, dove $f_{yd} = 338\text{MPa}$ per spessori fino a 40mm e 319MPa per spessori superiori a 40 mm.

Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni nei punti considerati.

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_{max} (MPa)	4.00	9.76	8.11	20.58	34.20	32.21	3.38	2.61	17.17	30.22	0.54
σ_{min} (MPa)	-24.94	-83.48	-70.46	-0.54	-1.35	-4.11	-88.09	-74.44	-5.26	-6.87	-28.63


Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\tau_{z,max}$ (MPa)	136.41	0.00	137.86	120.52	0.00	0.00	0.00	131.94	115.34	0.00	130.55
$\tau_{z,min}$ (MPa)	-129.82	0.00	-131.21	-114.70	0.00	0.00	0.00	-138.84	-121.37	0.00	-137.37

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\tau_{y,max}$ (MPa)	0	0	0	1.29	0	1.29	0	0	1.29	0	0
$\tau_{y,min}$ (MPa)	0	0	0	-1.04	0	-1.04	0	0	-1.04	0	0

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_{id} (MPa)	236.28	83.48	238.85	208.74	34.20	32.22	88.09	240.49	210.23	30.22	237.94
σ_{max} (MPa)	338.10	319.05	338.10	338.10	319.05	319.05	319.05	338.10	338.10	319.05	338.10
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
σ_{id}/σ_{max}	0.70	0.26	0.71	0.62	0.11	0.10	0.28	0.71	0.62	0.09	0.70

Convenzioni segni tensioni: $\sigma > 0$ trazione.

Tutte le tensioni risultano ampiamente inferiori ai limiti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 75 di 103

9.2 Stabilità delle membrature

A livello delle piattebande superiori, dato lo stato tensionale molto ridotto ed il livello di vincolo trasversale offerto dalla presenza della vasca di calcestruzzo e delle nervature della vasca in acciaio con passo molto ravvicinato, si possano escludere fenomeni di instabilità globale.

Si escludono inoltre possibili fenomeni di instabilità locale in quanto sia le piattebande superiori, compresse, che le anime, presso-inflesse, sono in classe 1 in quanto:

Piattebande sup. $c/t = 210/100 = 2.1 < 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot 0.84 = 7.54$

Anime $c/t = 624/26 = 24.0 < 396 \cdot \epsilon / (13 \cdot \alpha - 1) = 396 \cdot 0.81 / (13 \cdot 0.55 - 1) = 52.13$

9.3 Verifiche strutturali in direzione trasversale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intera sezione trasversale per le combinazioni di carico allo SLU.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M/W$$

$$\tau_y = V \cdot S / (J \cdot t_w)$$

con:

x e y assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M: momento flettente con vettore momento agente secondo il piano principale

J: momento di inerzia principale

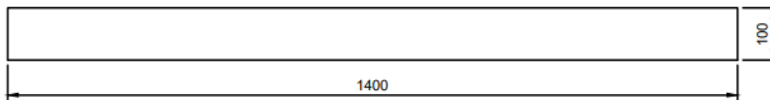
V e S rispettivamente taglio e momento statico massimo nel piano verticale

Le tensioni sono state calcolate agli estremi della sezione e in corrispondenza del baricentro.

Infine, sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{id} \leq f_{yd} = 338 \text{ MPa}$.

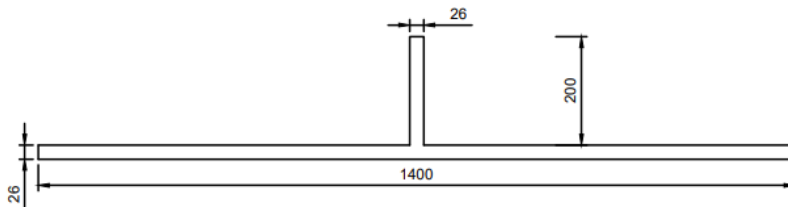
Sezione resistente piastra di base



J	1.17E+08	mm ⁴
W _{sup}	-2333333.33	mm ³
W _{inf}	2333333.33	mm ³
y _{inf}	50.00	mm
y _{sup}	-50.00	mm
A	140000.00	mm ²

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
N _{max}	165.93	293.23	-15.79	1.19	7.95	-5.58	2.51	9.07	319.05	ok	0.03
F _{z min}	34.1	-373.3	-15.96	0.24	7.08	-6.60	-3.20	8.99	319.05	ok	0.03
M _{y max}	-93.67	-8.63	235.66	-0.67	-101.67	100.33	-0.07	101.67	319.05	ok	0.32

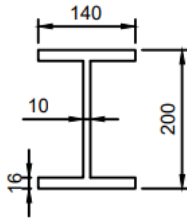
Sezione resistente pareti laterali



J	7.75E+07	mm ⁴
W _{sup}	-389605.61	mm ³
W _{inf}	2856509.37	mm ³
y _{inf}	27.13	mm
y _{sup}	-198.88	mm
A	41600.00	mm ²

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
N _{min}	-42.24	13.5	41.77	-1.02	-108.23	13.61	4.84	108.55	338.10	ok	0.32
F _{z min}	1.91	-35.39	-13.82	0.05	35.52	-4.79	-12.68	41.76	338.10	ok	0.12
M _{y max}	-42.24	13.5	41.77	-1.02	-108.23	13.61	4.84	108.55	338.10	ok	0.32

Sezione resistente trave passerella

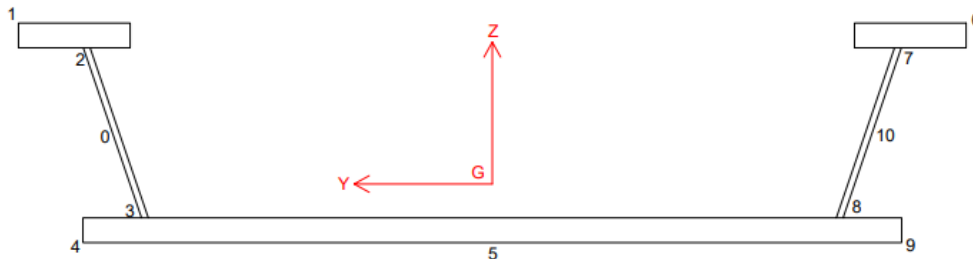


J	4.20E+07	mm ⁴
W _{sup}	-419656.53	mm ³
W _{inf}	419656.53	mm ³
y _{inf}	100.00	mm
y _{sup}	-100.00	mm
A	6160.00	mm ²

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
F _{z min}	0	-34.66	-25.79	0.00	61.46	-61.46	-18.94	69.66	338.10	ok	0.21
M _{y min}	0	-34.66	-25.79	0.00	61.46	-61.46	-18.94	69.66	338.10	ok	0.21

9.4 Stato tensionale complessivo nella piastra di base della sezione di mezzeria derivante dai due modelli

Con riferimento allo schema seguente, si verificano le tensioni ideali nei punti in cui si ha presenza sia di tensioni longitudinali che trasversali.



I punti interessati sono i seguenti: 0, 3, 8, 10. La tensione ideale è calcolata di seguito per ognuno di essi, secondo la seguente nota relazione:

$$\sigma_{id,VM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

Dove:

σ_x è la tensione normale longitudinale

σ_y è la tensione normale trasversale

τ_{xy} è la tensione tangenziale longitudinale

τ_{yz} è la tensione tangenziale trasversale

- Punti 0 e 10:

Si considera il punto sul lato maggiormente gravato, ovvero quello sul lato della passerella. Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

Punto	10
σ_x (MPa)	-28.63
σ_y (MPa)	13.61
τ_{xy} (MPa)	-137.37
τ_{yz} (MPa)	4.84

$\sigma_{id,VM}$ (MPa)	241.00
σ_{max} (MPa)	338.10
Verifica	ok
$\sigma_{id,VM} / \sigma_{max}$	0.71

- **Punti 3 e 8:**

Si considera il punto sul lato maggiormente gravato, ovvero quello sul lato della passerella. Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

Punto	8
σ_x (MPa)	17.17
σ_y (MPa)	13.61
τ_{xy} (MPa)	-121.37
τ_{yz} (MPa)	4.84
$\sigma_{id,VM}$ (MPa)	210.97
σ_{max} (MPa)	338.10
Verifica	ok
$\sigma_{id,VM} / \sigma_{max}$	0.62

10 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le verifiche agli SLE per l'impalcato metallico.

Le verifiche sono condotte con riferimento al punto 1.8.3.2.2 delle specifiche RFI "Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni". Le verifiche di deformazione sono eseguite considerando la combinazione caratteristica rara degli SLE.

10.1 Verifica tensionale

Con riferimento al punto 2.5.2.3.7.2.6 d) del manuale di progettazione, la tensione massima nella lamiera del cassone dovrà risultare inferiore a 200 MPa nelle verifiche SLE combinazione rara (caratteristica).

10.1.1 Verifiche in direzione longitudinale

Il calcolo tensionale è condotto in analogia a quanto descritto nel §9.1. Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni nei punti considerati.

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_{max} (MPa)	2.77	6.75	5.61	14.10	23.91	22.21	2.32	1.79	11.19	20.51	0.37
σ_{min} (MPa)	-18.56	-60.51	-51.21	-0.36	-0.92	-2.84	-64.45	-54.61	-3.64	-4.75	-21.71

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\tau_{z,max}$ (MPa)	94.40	0.00	95.41	83.40	0.00	0.00	0.00	91.32	79.83	0.00	90.36
$\tau_{z,min}$ (MPa)	-89.86	0.00	-90.82	-79.39	0.00	0.00	0.00	-96.08	-83.99	0.00	-95.07

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\tau_{y,max}$ (MPa)	0	0	0	0.72	0	0.72	0	0	0.72	0	0
$\tau_{y,min}$ (MPa)	0	0	0	-0.42	0	-0.42	0	0	-0.42	0	0

Punto	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_{id} (MPa)	163.52	60.51	165.30	144.46	23.91	22.21	64.45	166.42	145.48	20.51	164.66
σ_{max} (MPa)	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
Verifica	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
σ_{id}/σ_{max}	0.82	0.30	0.83	0.72	0.12	0.11	0.32	0.83	0.73	0.10	0.82

Convenzioni segni tensioni: $\sigma > 0$ trazione

10.1.2 Verifiche strutturali in direzione trasversale

Il calcolo tensionale è condotto in analogia a quanto descritto nel §9.3. Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni più gravose nei punti considerati.

Sezione resistente piastra di base

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
N _{min}	114.31	201.04	-7.53	0.82	4.04	-2.41	1.72	5.03	200.00	ok	0.03
F _{z min}	23.49	-257.36	-11.14	0.17	4.94	-4.61	-2.21	6.25	200.00	ok	0.03
M _{y max}	-64.67	-5.98	162.38	-0.46	-70.05	69.13	-0.05	70.05	200.00	ok	0.35

Sezione resistente pareti laterali

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
N _{min}	-29.57	9.48	28.89	-0.71	-74.86	9.40	3.40	75.09	200.00	ok	0.38
F _{z max}	0.84	-24.55	-9.64	0.02	24.76	-3.35	-8.80	29.08	200.00	ok	0.15
M _{y max}	-29.57	9.48	28.89	-0.71	-74.86	9.40	3.40	75.09	200.00	ok	0.38

Sezione resistente trave passerella

	N (kN)	F _z (kN)	M _y (kN)	σ _g (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	τ _{max} (MPa)	σ _{id} (MPa)	σ _{max} (MPa)	Verifica	σ _{id} /σ _{max}
F _{z min}	0	-23.88	-17.77	0.00	42.34	-42.34	-13.05	48.00	200.00	ok	0.24
M _{y min}	0	-23.88	-17.77	0.00	42.34	-42.34	-13.05	48.00	200.00	ok	0.24

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 82 di 103

10.1.3 Stato tensionale complessivo nella piastra di base della sezione di mezzeria derivante dai due modelli

Il calcolo tensionale è condotto in analogia a quanto descritto nel §9.4.

Si considera il punto sul lato maggiormente gravato, ovvero quello sul lato della passerella. Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

Punto	8	10
σ_x (MPa)	11.19	-21.71
σ_y (MPa)	9.40	9.40
τ_{xy} (MPa)	-83.99	-95.07
τ_{yz} (MPa)	3.40	3.40
$\sigma_{id,VM}$ (MPa)	145.97	167.07
σ_{max} (MPa)	200.00	200.00
Verifica	ok	ok
$\sigma_{id,VM} / \sigma_{max}$	0.73	0.84

Tutte le tensioni risultano inferiori ai limiti.

10.2 Verifica all'inflessione verticale

Verifica con limite L/600

Il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali ferroviari non deve eccedere il valore limite di L/600.


Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 10400/600 = 17.33 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario è pari a 4.5 mm < S_{vlim} . (Gruppo 1 LM71)

Verifica con limite L/1000

Per verificare lo stato limite per il comfort dei passeggeri, il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di L/1000.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 83 di 103

Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 10400/1000 = 10.4 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario LM71 è pari a $4.5 \text{ mm} < S_{vlim}$. (Gruppo 1 LM71).

10.3 Verifica della rotazione degli appoggi

Il massimo valore di spostamento orizzontale δ_H dell'estremità dell'impalcato dovuto alla rotazione degli appoggi θ sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di 8mm. Ciò si traduce nella seguente limitazione:

$$\theta_{lim} < \tan^{-1}(8/H) = 0.92^\circ$$

Dove H è la distanza in mm tra il piano di regolamento del ballast ed il centro di rotazione dell'appoggio. Non essendo note le caratteristiche degli apparecchi d'appoggio, H è ipotizzato conservativamente pari a 500 mm.

Contemporaneamente, il massimo valore di spostamento verticale δ_v dell'estremità dell'impalcato dovuto alla rotazione degli appoggi θ sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di 3 mm, per velocità di progetto inferiori a 160 km/h. Ciò si traduce nella seguente limitazione:

$$\theta_{lim} < \tan^{-1}(3/L_r) = 0.33^\circ$$


Dove L_r è la lunghezza del retrotrave, in questo caso $L_r = 0.515 \text{ m}$.

La rotazione massima derivante dal traffico ferroviario LM71 è pari a $0.07^\circ < \theta_{lim}$.

10.4 Deformazione longitudinale dell'impalcato

Si calcolano le deformazioni longitudinali dell'impalcato in presenza di una escursione termica di $\pm 25^\circ\text{C}$, come prescritto nel par. 2.5.4.1.1.1 del MdP.

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 11.335 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 25 = 0.0034 \text{ m} \approx 3.5 \text{ mm}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 84 di 103

10.5 Stato limite per deformazione torsionale dell'impalcato

Come prescritto al §5.2.3.2.2.1 delle NTC2018 il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato, per una velocità della linea di 160 km/h, deve rispettare la seguente limitazione:

$$t < 3.0 \text{ mm/3m}$$

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, descritto al par. 6.4.

Si considerano due coppie di punti su due sezioni trasversali distanti $b=3$ m (base) l'una dall'altra. I due punti di una coppia distano trasversalmente $s = 1.435$ m (scartamento).

Lo sghembo viene valutato come:

$$t = \frac{\Delta h_A - \Delta h_B}{b} = \frac{(w_1 - w_2) - (w_3 - w_4)}{b} = \frac{w_1 - w_2 - w_3 + w_4}{b}$$

Dove:

w_1 e w_2 sono gli spostamenti verticali della coppia di nodi nella prima sezione trasversale;

w_3 e w_4 sono gli spostamenti verticali della coppia di nodi nella seconda sezione trasversale.

Lo sghembo è stato valutato in prossimità degli appoggi della pila, in prossimità della mezzeria dell'impalcato ed infine in prossimità degli appoggi della spalla.

Gli spostamenti verticali delle coppie di nodi sono state ricavate combinando lo spostamento verticale D_z e la rotazione R_x (rotazione intorno l'asse longitudinale dell'impalcato) del corrispettivo nodo sull'asse dell'impalcato del modello 1 di calcolo. Si ipotizza quindi una rotazione rigida dell'impalcato.

Ad esempio, noti gli spostamenti D_z e R_x del nodo 100, si ha:

$$w(100_A) = D_z - R_x \cdot s/2$$

$$w(100_B) = D_z + R_x \cdot s/2$$

Il sistema di riferimento utilizzato è quello globale del Modello 1 (asse Z positivo se rivolto verso l'alto e rotazione Rx positiva seguendo la regola della mano destra, con l'asse del vettore che va dalla spalla A alla spalla B).

La nomenclatura dei nodi è riportata nella figura che segue.

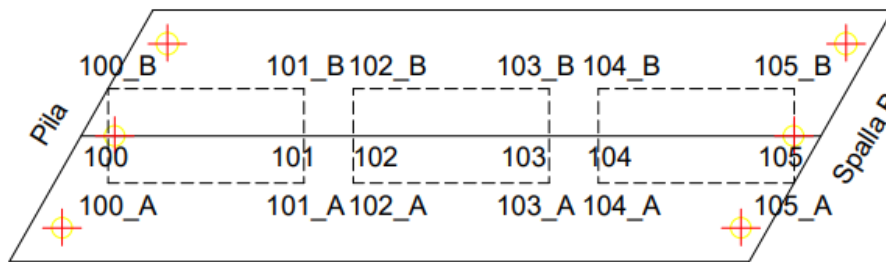


Figura 10-1: Nomenclatura dei nodi per la verifica dello sghembo

	Spostamento verticale_App Pila (mm)		
	Dz	Rx * s/2	Totale
100_A	-0.02	-0.44	-0.46
100_B	-0.02	0.44	0.42
101_A	-3.51	-0.20	-3.71
101_B	-3.51	0.20	-3.31

t	0.16	mm/3m
---	------	-------


	Spostamento verticale_Mezz (mm)		
	Dz	Rx * s/2	Totale
102_A	-4.09	-0.13	-4.23
102_B	-4.09	0.13	-3.96
103_A	-4.09	0.13	-3.96
103_B	-4.09	-0.13	-4.23

t	0.18	mm/3m
---	------	-------

	Spostamento verticale_App sp (mm)		
	Dz	Rx * s/2	Totale
104_A	-3.59	0.19	-3.40
104_B	-3.59	-0.19	-3.78
105_A	0.00	0.44	0.44
105_B	0.00	-0.44	-0.45

t	0.17	mm/3m
---	------	-------

Lo sghembo t massimo di calcolo è pari a circa 0.2 mm/3 m, minore del massimo sghembo ammesso per la linea, pari a 3 mm/3 m.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 87 di 103

11 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica vengono condotte con il metodo semplificato dei “ λ ” secondo quanto previsto nel capitolo 9 di EN 1993-2 e secondo il paragrafo 2.7.1.2 del Manuale dei Ponti. Il treno di riferimento per il calcolo delle tensioni è il treno LM71.

Per la verifica a tensioni normali deve risultare in generale:

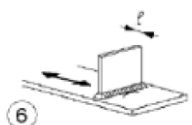
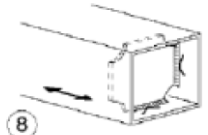
$$\Delta\sigma_{E,d} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Dove

- $\Delta\sigma_{71} = |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|$ è la differenza in valore assoluto tra la tensione normale massima e minima dovuta al carico di riferimento (LM71 su singolo binario);
- $\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$
 - λ_1 = fattore legato alla luce di calcolo del ponte (tab. 2.7.1.2.1-1 del MdP);
 - λ_2 = fattore di volume di traffico (tab. 2.7.1.2.2-1 del MdP);
 - λ_3 = fattore di vita utile del ponte (tab. 2.7.1.2.3-1 del MdP);
 - λ_4 = fattore per presenza doppio binario (unitario nel caso in esame di singolo binario);
 - $\lambda_{\max} = 1.4$
- $\Phi_2 = [1.44 / (L^{0.5} - 0.2)] + 0.82$ è il fattore di incremento dinamico del carico LM71 per le verifiche a fatica.

11.1 Verifica a fatica piastra di fondo e piattebande superiori

Il dettaglio più gravoso per la verifica a fatica della piastra di fondo e delle piattebande superiori è il seguente:

<p>80 (a)</p>  <p>71 (b)</p> 	<p>6) saldati a piastra 7) nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) e 7) le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
--	---	---

Verifica: $\Delta\sigma_{E,d} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_P$$

Si adottano i seguenti coefficienti:

Coeff. Correttivo 1	λ_1	0.85
Coeff. Correttivo 2	λ_2	1
Coeff. Correttivo 3	λ_3	1
Coeff. Correttivo 4	λ_4	1
Coeff. Correttivo	λ	0.85
Coeff. Incremento dinamico	ϕ	1.296

Per la piastra di fondo:

$$\Delta\sigma_{71} = M_{LM71} / W_{y,w,inf} = 3144 \cdot 10^6 / 3.449 \cdot 10^8 = 9.12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 0.85 \cdot 1.296 \cdot 9.12 = 10.04 \text{ MPa}$$

$$(\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \cdot k_s = (80 / 1.35) \cdot (25 / 100)^{0.25} = 41.90 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

$$L_{infl} = 10.40 \text{ m}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.85$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Per le piattebande superiori

$$\Delta\sigma_{71} = M_{LM71} / W_{y,w,sup} = 3144 \cdot 10^6 / 8.60 \cdot 10^7 = 36.57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,d,sup} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 0.85 \cdot 1.296 \cdot 36.57 = 40.29 \text{ MPa}$$

$$(\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \cdot k_s = (80 / 1.35) \cdot (25 / 100)^{0.25} = 41.90 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

$$L_{infl} = 10.40 \text{ m}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.85$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

12 AZIONI AGLI APPOGGI

Si riporta nella figura che segue lo schema degli appoggi del viadotto in esame.

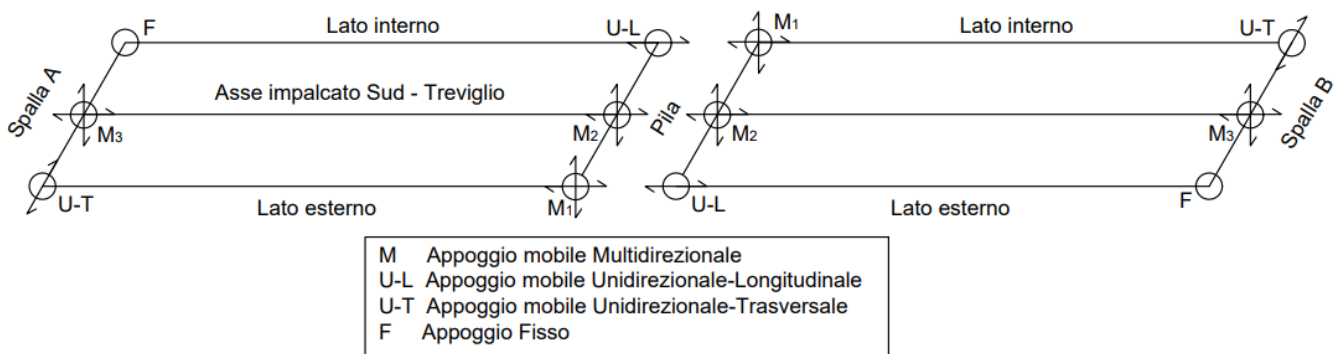


Figura 12-1: Schema appoggi

12.1 Reazioni agli appoggi

Si riportano le reazioni nei sei appoggi per le condizioni elementari di carico. Le reazioni sono state ricavate direttamente dal modello di calcolo (Modello 1) in corrispondenza degli incastri posti alla base degli elastic link.

Cautelativamente, per valutare le reazioni delle due file di appoggi sotto le anime dell'impalcato si considera non reagente la fila degli appoggi multidirezionali centrali.

Per praticità di calcolo le forze sono riportate nel sistema di riferimento dell'impalcato dove:

F_{long} = reazione longitudinale sull'appoggio

F_{trasv} = reazione trasversale sull'appoggio

F_{vert} = reazione verticale sull'appoggio

	Pila - Multidirezionale 1			Pila - Multidirezionale 2			Pila - Uni Longitudinale		
	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1_Dead Load	0	0	118.7	0	0	77.9	0	-10.7	115.0
G2_Ballast	0	0	122.4	0	0	82.1	0	-11.3	123.8
G2	0	0	-6.8	0	0	2.9	0	-0.6	15.5
LM71 (max)	0	0	744.4	0	0	494.3	0	3.2	728.4
LM71 (min)	0	0	-8.5	0	0	-5.9	0	-60.0	-7.6
SW/2 (max)	0	0	630.0	0	0	413.5	0	0.7	610.4
SW/2 (min)	0	0	-1.0	0	0	-0.6	0	-57.3	-0.9
Traffico_marc	0	0	-48.3	0	0	20.4	0	-4.0	109.6
Serpeggio_LM71	0	0	36.6	0	0	1.9	0	-91.8	-30.9
Serpeggio_SW 2	0	0	33.3	0	0	1.7	0	-83.5	-28.1
Avviamento_LM71	0	0	-17.7	0	0	-11.7	0	0.8	-17.3
Avviamento_SW/2	0	0	-16.1	0	0	-10.6	0	0.7	-15.7
Frenatura_LM71	0	0	10.7	0	0	7.1	0	-0.5	10.5
Frenatura_SW/2	0	0	17.1	0	0	11.3	0	-0.8	16.7
Vento	0	0	29.1	0	0	2.6	0	-22.3	-21.2
Sisma X_EI	0	0	20.5	0	0	13.5	0	13.4	20.1
Sisma Y_EI	0	0	28.7	0	0	11.0	0	192.9	15.8
Sisma Z_EI	0	0	42.3	0	0	27.7	0	5.2	40.7
Urto_F _{dx}	0	0	-6.3	0	0	0.0	0	-143.1	6.3
Urto_F _{dy}	0	0	-5.1	0	0	0.3	0	-41.8	6.0

	Spalla - Uni Tras			Spalla - Multidirezionale 3			Spalla - Fisso		
	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1_Dead Load	34.4	0	112.9	0	0	76.5	-29.8	27.8	116.6
G2_Ballast	36.4	0	117.2	0	0	81.2	-31.5	29.4	126.3
G2	1.8	0	-3.5	0	0	5.1	-1.6	1.5	18.8
LM71 (max)	193.0	0	718.2	0	0	487.6	8.8	156.3	734.5
LM71 (min)	-10.2	0	-9.3	0	0	-7.1	-167.3	-8.2	-10.3
SW/2 (max)	184.5	0	599.9	0	0	406.5	2.0	149.4	619.5
SW/2 (min)	-2.3	0	-1.3	0	0	-0.9	-159.9	-1.8	-1.4
Traffico_marc	12.7	0	-24.6	0	0	36.2	-11.0	10.3	133.3
Serpeggio_LM71	19.8	0	32.2	0	0	-1.9	11.5	-24.8	-5.8
Serpeggio_SW 2	18.0	0	29.3	0	0	-1.7	10.5	-22.5	-5.3
Avviamento_LM71	-180.8	0	17.7	0	0	11.7	-254.8	-91.0	17.3
Avviamento_SW/2	-164.4	0	16.1	0	0	10.6	-231.6	-82.7	15.7
Frenatura_LM71	109.6	0	-10.7	0	0	-7.1	154.4	55.2	-10.5
Frenatura_SW/2	174.4	0	-17.1	0	0	-11.3	245.6	87.7	-16.7
Vento	-8.0	0	22.0	0	0	-2.6	6.9	-39.7	-29.9
Sisma X_El	223.2	0	26.4	0	0	17.6	326.8	110.9	26.6
Sisma Y_El	111.6	0	20.3	0	0	11.1	75.9	352.1	37.5
Sisma Z_El	24.1	0	40.6	0	0	27.5	8.5	14.5	41.9
Urto_F _{dx}	-236.8	0	6.3	0	0	0.0	-44.3	-408.3	-6.3
Urto_F _{dy}	58.7	0	-2.7	0	0	-0.3	165.8	-53.7	1.8

Le forze risultanti sono quindi combinate secondo le combinazioni di carico agli SLU (sismici e statici), SLE ed Eccezionali riportate al §7. L'involuppo delle reazioni per singolo appoggio è riportato nelle tabelle seguenti.

	Pila - Multidirezionale 1			Pila - Multidirezionale 2			Pila - Uni Longitudinale		
	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLU (max)	0	0	1505.1	0	0	970.0	0	86.0	1458.7
SLU (min)	0	0	281.6	0	0	208.0	0	-273.0	276.6
SLV (max)	0	0	417.1	0	0	280.5	0	164.6	427.6
SLV (min)	0	0	303.0	0	0	210.4	0	-232.3	324.7
SLU-SLV(max)	0	0	1505.1	0	0	970.0	0	164.6	1458.7
SLU-SLV(min)	0	0	281.6	0	0	208.0	0	-273.0	276.6
SLE_rara (max)	0	0	1088.1	0	0	671.3	0	59.7	1046.0
SLE_rara (min)	0	0	196.9	0	0	145.9	0	-188.1	193.5

Eccezionale Env(max)	0	0	378.0	0	0	262.0	0	-63.7	406.2
Eccezionale Env(min)	0	0	226.3	0	0	161.7	0	-177.6	258.7
SLU-SLV-ECC(max)	0	0	1505.1	0	0	970.0	0	164.6	1458.7
SLU-SLV-ECC(min)	0	0	226.3	0	0	161.7	0	-273.0	258.7

	Spalla - Uni Tras			Spalla - Multidirezionale 3			Spalla - Fisso		
	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert	Flong	Ftrasv	Fvert
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLU (max)	662.0	0	1443.6	0	0	955.6	318.8	481.4	1480.7
SLU (min)	-203.9	0	269.8	0	0	201.7	-715.9	-170.3	264.3
SLV (max)	372.9	0	400.9	0	0	280.0	257.6	478.0	446.4
SLV (min)	-154.9	0	291.7	0	0	207.8	-446.6	-301.4	324.2
SLU-SLV(max)	662.0	0	1443.6	0	0	955.6	318.8	481.4	1480.7
SLU-SLV(min)	-203.9	0	269.8	0	0	201.7	-715.9	-301.4	264.3
SLE_rara (max)	457.8	0	1035.0	0	0	661.4	219.5	333.7	1070.8
SLE_rara (min)	-140.1	0	188.6	0	0	141.4	-494.7	-116.4	186.0

Eccezionale Env(max)	169.9	0	376.5	0	0	260.3	104.7	36.3	410.4
Eccezionale Env(min)	-166.2	0	222.1	0	0	161.1	-140.7	-351.2	253.4
SLU-SLV-ECC(max)	662.0	0	1443.6	0	0	955.6	318.8	481.4	1480.7
SLU-SLV-ECC(min)	-166.2	0	222.1	0	0	161.1	-715.9	-351.2	253.4

12.2 Spostamenti longitudinali appoggi mobili e giunti

Come riportato nel par. 2.5.2.1.5 del MdP, per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, salvo più accurate determinazioni, l'entità minima dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio può essere valutata, in funzione della sismicità del sito, nel seguente modo:

$$E_L \geq 3,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,10 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,15m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) \geq 0,25 \text{ g}$$

$$E_L \geq 2,30 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,10m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 \text{ g}$$

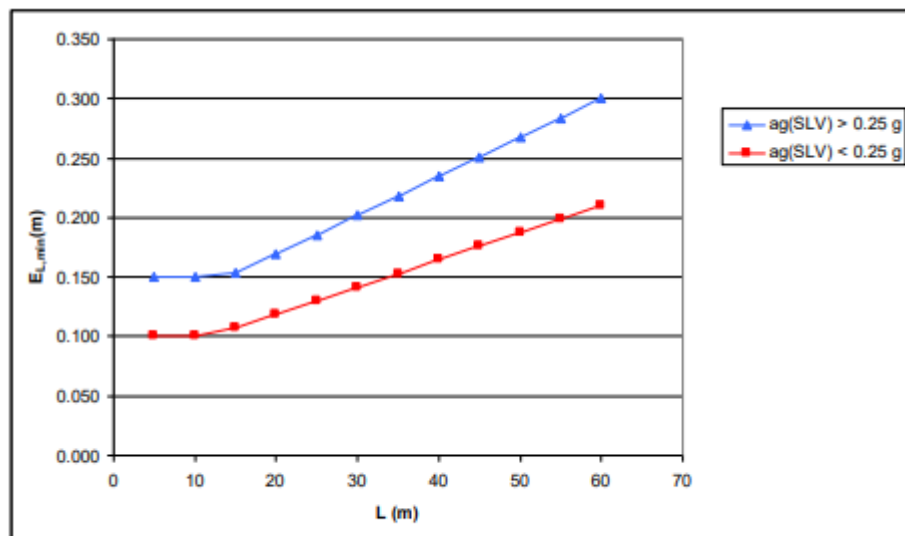


Figura 5.2.2.1.5.1 – Valori minimi E_L

Dove L è la lunghezza del ponte in m.

Per l'opera in esame si ha:

L	11.335	m	Lunghezza totale di ogni impalcato appoggiato
$a_g(\text{SLV})$	0.129	g	

$E_{L,\min}$	0.10	m	Valore minimo di escursione dei giunti
--------------	------	---	--

Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a $\pm(E_L/2+E_L/8)$, con un minimo di $\pm(E_L/2+15 \text{ mm})$. Per l'opera in esame si ha:

$D_{,min 1}$	0.063	m
$D_{,min 2}$	0.065	m
D_{min}	0.065	m

Escursione dei giunti

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a: $\pm(EL/2+10\text{mm})$.

$D_{,min}$	0.060	m
------------	-------	---

Ampiezza dei varchi

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcato adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a:

$$V \geq E_L/2 + V_o \quad \text{ove } V_o = 20 \text{ mm}$$

Per l'opera in esame:

V_{min}	0.070	m
-----------	-------	---

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9					
	VI03 – PONTE su Via S. Bernardino					
<i>Impalcato: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NBIR	LOTTO 09	CODIFICA D 09	DOCUMENTO CLVI0309001	REV. A	FOGLIO 96 di 103

APPENDICE A: RIGIDEZZA DEGLI ELASTIC LINK DEL MODELLO 1

Nella modellazione 1 agli elementi finiti, come enunciato al par. 5.2, gli apparecchi d'appoggio sono modellati con dei link elastici di “opportuna rigidezza”, posizionati in corrispondenza dell'effettiva localizzazione geometrica per tener conto dell'obliquità dell'impalcato e collegati a quest'ultimo mediante dei vincoli cinematici di tipo “body”.

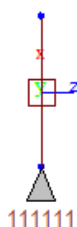


Figura A-1: Dettaglio modellazione apparecchi d'appoggio

In questa appendice si vuole spiegare in che modo sono state scelte le rigidzze, in particolar modo quelle orizzontali, degli elastic link, riportate nella tabella che segue.

Sdx (kN/m)	100000000
Sdy (kN/m)	30000000
Sdz (kN/m)	30000000

Tabella A-1: Rigidzze degli elastic link del modello beam

Le rigidzze Sdy e Sdz (kN/m) sono state scelte mediante l'utilizzo di un modello shell di confronto della sola vasca in acciaio dell'impalcato, grazie al quale è stato possibile valutare l'effetto dello sghembo sui carichi verticali.

Il modello shell di confronto è descritto nel seguito.

Le piattabande inferiore, laterali e superiori della vasca in acciaio sono state modellate mediante degli elementi plate (thick) di spessori pari a quelli reali della vasca e riportati nel par. 3. Gli appoggi sono modellati sempre nella loro effettiva localizzazione geometrica mediante degli elastic link incastrati alla base. Gli elastic link di questo modello shell di confronto sono caratterizzati da una rigidezza:

$$S_{dx} = S_{dy} = S_{dz} = 10^8 \text{ kN/m}$$

Una vista in pianta, un prospetto e una vista estrusa del modello shell sono riportati nelle figure seguenti.

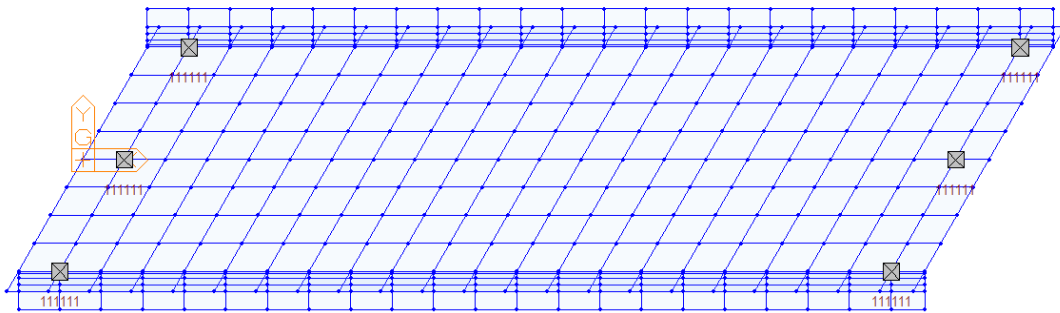


Figura A-2: Pianta del modello shell

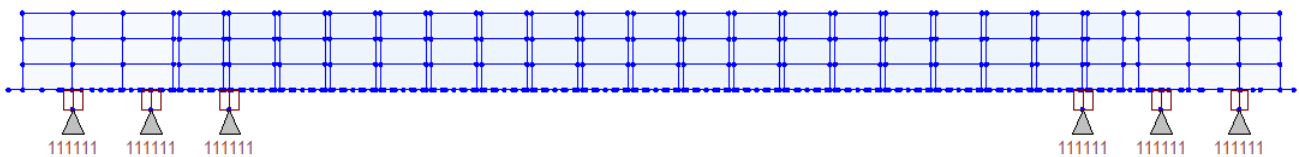


Figura A-3: Prospetto del modello shell

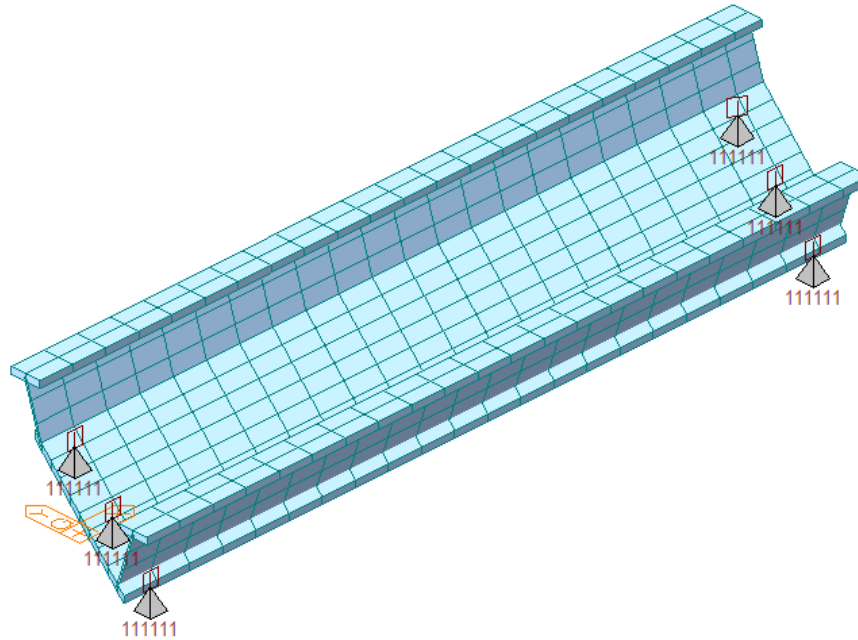


Figura A-4: Vista estrusa del modello shell

Si riporta nel seguito il confronto tra i due modelli in termini di reazioni agli appoggi per il caso elementare di carico: Traffico_SW/2, descritto al par. 6.3.2.

Modello 1_beam

Il carico da traffico SW/2 viene applicato sugli elementi beam come un carico verticale uniformemente distribuito di intensità pari a 216.61 kN/m.

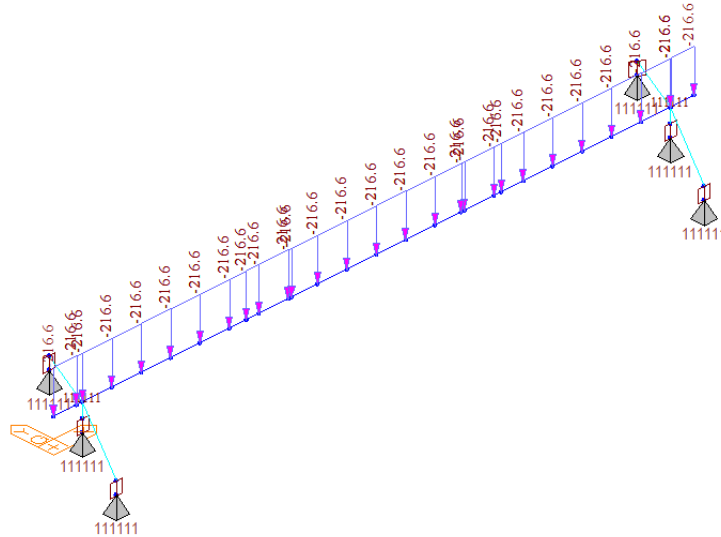


Figura A-5: Applicazione del carico SW/2 sul modello beam

Modello di confronto shell

Il carico da traffico SW/2 viene applicato sugli elementi plate della piattabanda inferiore come un carico verticale uniformemente distribuito di intensità pari a $216.6 / 2.8 = 77.4 \text{ kN/m}^2$.

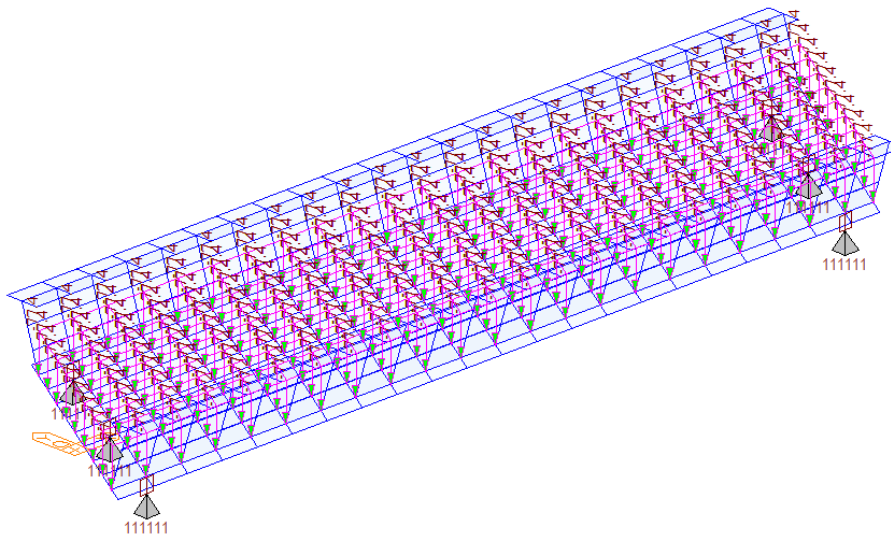
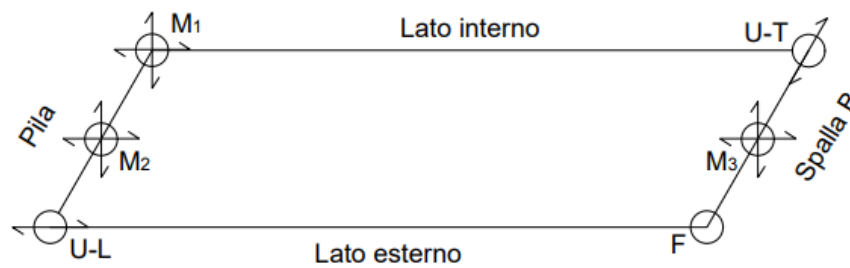


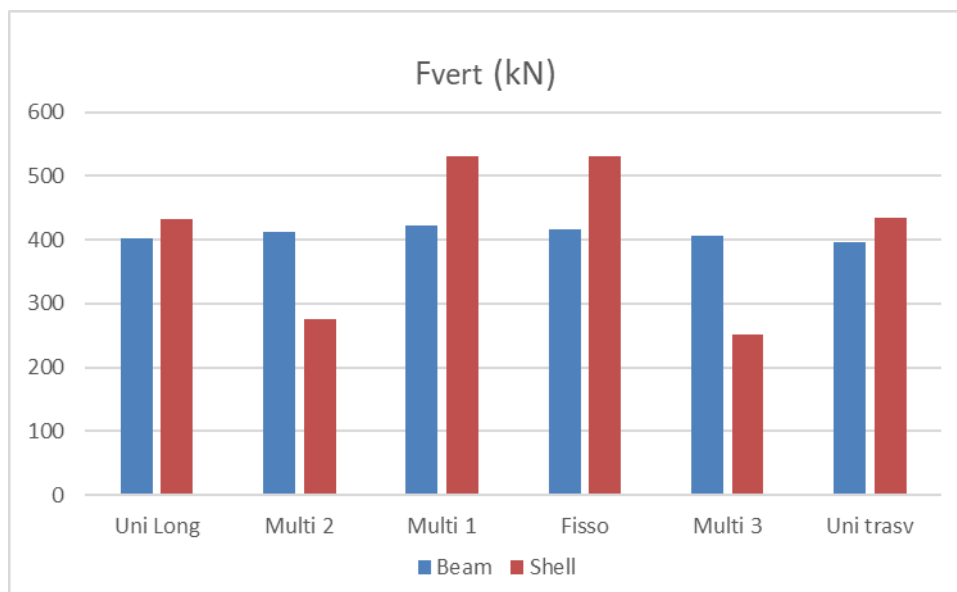
Figura A-6: Applicazione del carico SW/2 sul modello shell

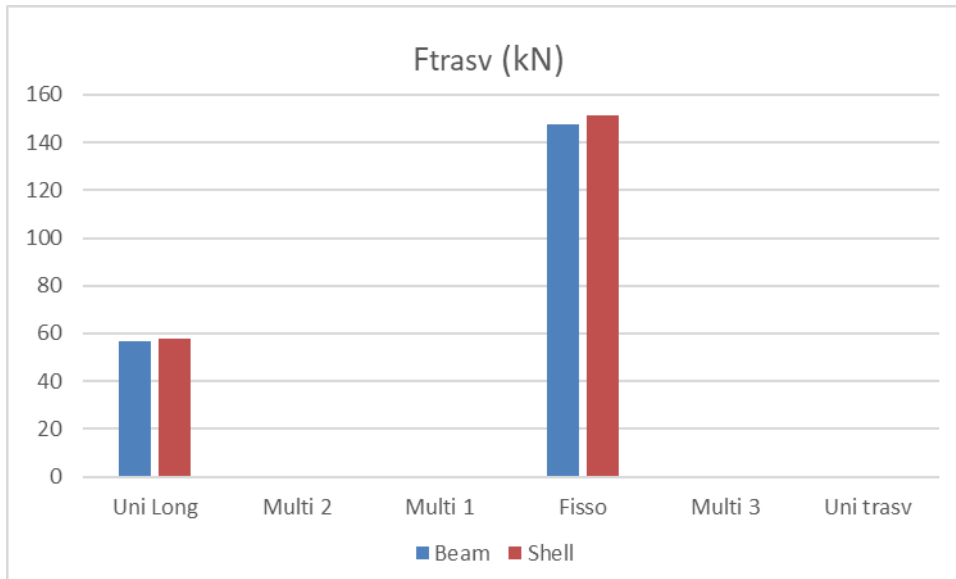
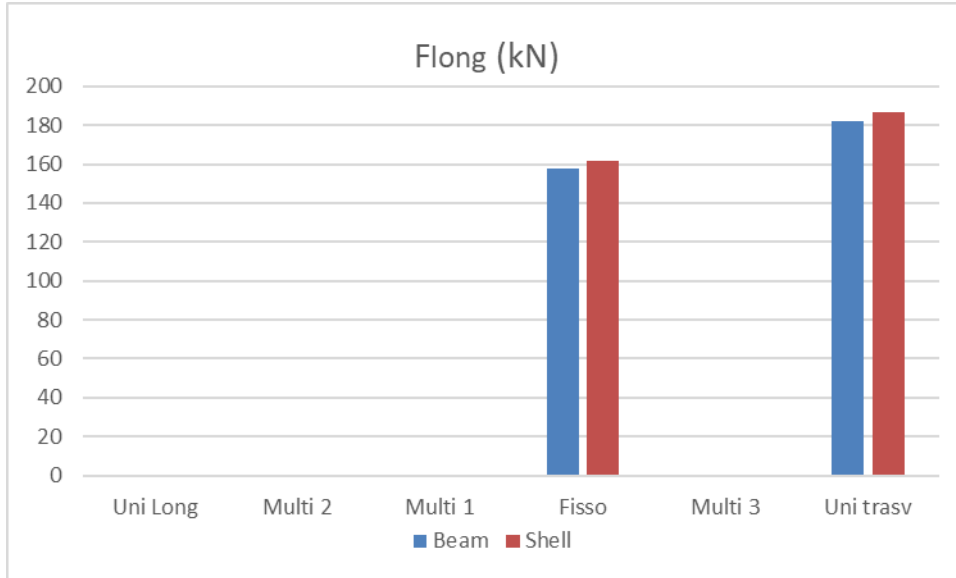
Per facilitare la lettura delle reazioni agli appoggi, nella tabella che segue è riportata la nomenclatura dei nodi inferiori degli appoggi per i due modelli.

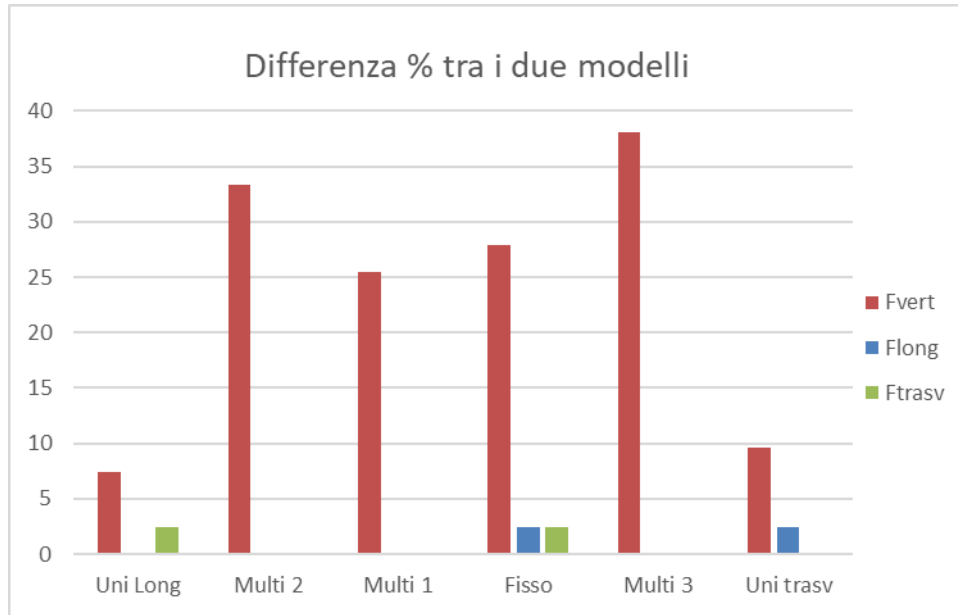
Tipologia di appoggio	Modello 1_beam	Modello di confronto_shell
Uni Long (Pila)	1	7
Multi 2 (Pila)	2	8
Multi 1 (Pila)	3	9
Fisso (Spalla)	4	10
Multi 3 (Spalla)	5	11
Uni Trasv (Spalla)	6	12



Utilizzando per gli elastic link del modello beam le rigidzze riportate nella tabella A-4, si possono effettuare i confronti illustrati nei grafici seguenti.



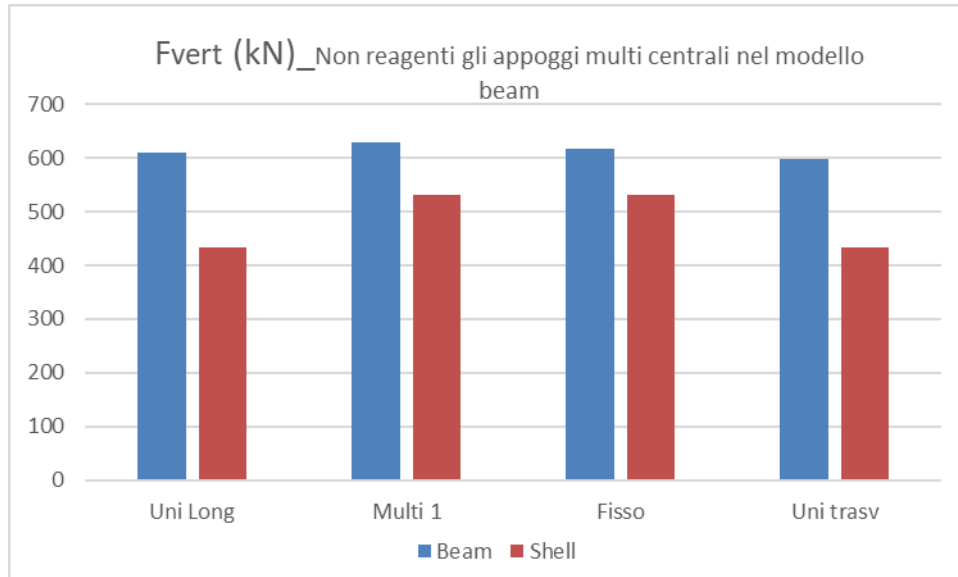




Sulla base dei risultati esposti, non si apprezzano sostanziali differenze tra le due modellazioni in termini di reazioni orizzontali degli appoggi.


Si evidenzia invece come la minore efficienza degli appoggi multidirezionali centrali provochi nel modello shell un incremento delle reazioni verticali per gli appoggi degli allineamenti esterni.

Cautelativamente, le reazioni verticali di tali appoggi, come già enunciato al par. 12, saranno quindi ricavate dal modello beam in cui si considera non reagente la fila degli appoggi multidirezionali centrali, al di sotto della piattabanda non irrigidita. Quest'ultima modellazione è a favore di sicurezza rispetto a quella shell, come si può osservare dal grafico che segue.



Si ritiene quindi accettabile la modellazione della struttura mediante due modelli piani con l'utilizzo di elementi beam per la verifica degli elementi strutturali dell'impalcato.

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

*** PROJECT INFORMATION

Project Name :
Date : 2021/2/23

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, M
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3-2:05
- Concrete : Eurocode2-2:05
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR			DESCRIPTION
			X	Y	Z	
1	G1_Dead Load	D	0.000	0.000	0.000	
2	G2	USER	0.000	0.000	0.000	
3	G2_Ballast	USER	0.000	0.000	0.000	
4	SW/2 distr	D	0.000	0.000	0.000	
5	Traffico_marc	USER	0.000	0.000	0.000	
6	Avviamento_LM71	USER	0.000	0.000	0.000	
7	Avviamento_SW2	USER	0.000	0.000	0.000	
8	Frenatura_LM71	USER	0.000	0.000	0.000	
9	Frenatura_SW2	USER	0.000	0.000	0.000	
10	Vento_Y+	USER	0.000	0.000	0.000	
11	Serpeggio_LM71_M	USER	0.000	0.000	0.000	
12	Serpeggio_LM71_T1	USER	0.000	0.000	0.000	
13	Serpeggio_SW2_M	USER	0.000	0.000	0.000	
14	Serpeggio_SW2_T1	USER	0.000	0.000	0.000	
15	Serpeggio_LM71_T2	USER	0.000	0.000	0.000	
16	Serpeggio_SW2_T2	USER	0.000	0.000	0.000	
17	Urto_Caso 1	USER	0.000	0.000	0.000	
18	Urto_Caso 2	USER	0.000	0.000	0.000	

*** MATERIAL PROPERTY DATA

NO	NAME	TYPE	MODULUS OF		SHEAR	THERMAL	POISSON
			ELASTICITY	MODULUS			
1	S355	STEEL	2.1e+008	8.077e+007	1.2e-005	0.3	

NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL			
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	S355	STEEL	0	-	-	-

*** NODE DATA

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	-0.2921	-1.4	0	0
2	10.11	-1.4	0	0
3	0.514	0	0	0
4	10.91	0	0	0
5	1.32	1.4	0	0
6	11.72	1.4	0	0
7	-0.2921	-1.4	0.2	0
8	10.11	-1.4	0.2	0
9	0.514	0	0.2	0
10	10.91	0	0.2	0
11	1.32	1.4	0.2	0
12	11.72	1.4	0.2	0
13	0	0	0.4367	0
14	0.514	0	0.4367	0
15	10.91	0	0.4367	0
16	11.34	0	0.4367	0
17	5.714	0	0.4367	0
18	1.034	0	0.4367	0
19	1.554	0	0.4367	0
20	2.074	0	0.4367	0
21	2.594	0	0.4367	0
22	3.114	0	0.4367	0
23	3.634	0	0.4367	0
24	4.154	0	0.4367	0
25	4.674	0	0.4367	0
26	5.194	0	0.4367	0
27	6.234	0	0.4367	0
28	6.754	0	0.4367	0
29	7.274	0	0.4367	0
30	7.794	0	0.4367	0
31	8.314	0	0.4367	0
32	8.834	0	0.4367	0
33	9.354	0	0.4367	0
34	9.874	0	0.4367	0
35	10.39	0	0.4367	0
100	0.41	0	0.4367	0
101	3.41	0	0.4367	0
102	4.214	0	0.4367	0
103	7.214	0	0.4367	0
104	7.925	0	0.4367	0
105	10.93	0	0.4367	0

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT


** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT DDRRR	SPECIFIED DISPLACEMENT					
		Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
1	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** FLOOR DIAPHRAGM / RIGID LINK DATA

MASTER	DDRRR	NODES OF SAME DISPLACEMENT
14	111111	7 9 11
15	111111	8 10 12

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

*** SECTION PROPERTY DATA

NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tf1	r1
1	Massicciata	GEN	0	0	0	0	0
2	Impalcato	GEN	0	0	0	0	0

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR							Boundary Group
		A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W	
1	Massicciata								
2	Impalcato								


NO	NAME	AREA	MOMENT OF INERTIA			SHAPE FA	
			[SRC:EQIV.]	Ix	Iy		Iz
CTOR	k-Z					k-Y	
1	Massicciata	1.212e+006	5.072e+010	2.626e+010	1.004e+012	0.7728	
0.2845	2	Impalcato	0.4576	0.00155	0.04714	0.6433	0.5641
0.0838							

NO	NAME	SECTION MODULUS Sy		SECTION MODULUS Sz	
		I or CONC.	J or STEEL	I or CONC.	J or STEEL

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY		BEAM END RELEASE		MATERIAL	SECTION	LENGTH
	I	J	I	J			
1	13	100	-	-	S355	Impalcato	0.41
2	14	18	-	-	S355	Impalcato	0.52
3	15	105	-	-	S355	Impalcato	0.011
4	17	27	-	-	S355	Impalcato	0.52
5	18	19	-	-	S355	Impalcato	0.52
6	19	20	-	-	S355	Impalcato	0.52
7	20	21	-	-	S355	Impalcato	0.52
8	21	22	-	-	S355	Impalcato	0.52
9	22	101	-	-	S355	Impalcato	0.296
10	23	24	-	-	S355	Impalcato	0.52
11	24	102	-	-	S355	Impalcato	0.06
12	25	26	-	-	S355	Impalcato	0.52
13	26	17	-	-	S355	Impalcato	0.52
14	27	28	-	-	S355	Impalcato	0.52
15	28	103	-	-	S355	Impalcato	0.46
16	29	30	-	-	S355	Impalcato	0.52
17	30	104	-	-	S355	Impalcato	0.131
18	31	32	-	-	S355	Impalcato	0.52
19	32	33	-	-	S355	Impalcato	0.52
20	33	34	-	-	S355	Impalcato	0.52
21	34	35	-	-	S355	Impalcato	0.52
22	35	15	-	-	S355	Impalcato	0.52
23	100	14	-	-	S355	Impalcato	0.104
24	101	23	-	-	S355	Impalcato	0.224
25	102	25	-	-	S355	Impalcato	0.46
26	103	29	-	-	S355	Impalcato	0.06
27	105	16	-	-	S355	Impalcato	0.41
28	104	31	-	-	S355	Impalcato	0.389

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

SECTION NO	SECION NAME	SURFACE AREA	VOLUME	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER
1	Massiccata	0	0	0	0	0
2	Impalcato	133.6	5.187	0	28	0

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load,
 System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature,
 Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data

[LOAD CASE : G1_Dead Load]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
10	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
12	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
13	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
14	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
15	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
16	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
17	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
18	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
19	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
20	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
21	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
22	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company					Client					
	Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1				


23	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
24	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
25	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
26	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
27	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										
28	Uniform Load	GZ	NO	0	-40.9	1	-40.9	0	0	0
0										

[LOAD CASE : G2]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
1	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
5	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
6	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
7	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
8	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
9	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
10	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
10	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										
11	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0
0										
12	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :

		Company						Client				
		Author	HP Inc.					File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
12	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
13	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
13	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
14	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
14	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
15	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
15	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
16	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
16	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
17	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
17	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
18	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
18	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
19	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
19	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
20	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
20	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
21	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
21	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
22	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
22	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
23	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
23	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
24	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
24	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
25	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
25	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
26	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
26	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
27	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
27	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	
28	0	Uniform Load	GZ	NO	0	-2.12	1	-2.12	0	0	0	
28	0	Uniform M/T	GX	NO	0	5.51	1	5.51	0	0	0	

[LOAD CASE : G2_Ballast]


PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
1	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
5	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
6	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
7	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
8	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
9	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
10	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
10	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
11	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
12	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
12	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
13	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
13	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
14	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
14	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
15	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0
0										
15	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0
0										
16	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1


0											
16	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
17	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
17	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
18	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
18	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
19	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
19	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
20	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
20	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
21	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
21	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
22	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
22	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
23	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
23	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
24	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
24	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
25	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
25	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
26	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
26	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
27	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											
27	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
28	Uniform M/T	GX	NO	0	1.3	1	1.3	0	0	0	
0											
28	Uniform Load	GZ	NO	0	-43.2	1	-43.2	0	0	0	
0											

[LOAD CASE : SW/2 distr]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
P4										
1	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1


0											
0	5	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	6	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	7	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	8	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	9	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	10	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	11	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	12	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	13	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	14	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	15	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	16	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	17	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	18	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	19	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	20	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	21	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	22	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	23	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	24	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	25	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	26	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	27	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0	28	Uniform Load	GZ	NO	0	-217	1	-217	0	0	0
0											

[LOAD CASE : Traffico_marc]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
P4										
1	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
1	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
2	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
2	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0

PROJECT TITLE :

		Company					Client				
		Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
0											
0	3	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	4	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	4	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	5	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	5	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	6	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	6	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	7	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	7	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	8	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	8	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	9	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	9	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	10	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	10	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	11	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	11	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	12	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	12	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	13	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	13	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	14	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	14	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	15	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	15	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	16	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	16	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	17	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	17	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	18	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	18	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	19	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0	19	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0
0	20	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0
0											

PROJECT TITLE :


MIDAS	Company					Client					
	Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1				
20	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
21	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
21	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
22	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
22	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
23	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
23	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
24	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
24	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
25	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
25	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
26	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
26	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
27	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
27	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											
28	Uniform M/T	GX	NO	0	39	1	39	0	0	0	
0											
28	Uniform Load	GZ	NO	0	-15	1	-15	0	0	0	
0											

[LOAD CASE : Avviamento_LM71]


** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
1	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
5	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0
0										
6	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :

		Company						Client				
		Author	HP Inc.					File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
7		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
7		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
8		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
8		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
9		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
9		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
10		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
10		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
11		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
11		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
12		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
12		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
13		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
13		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
14		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
14		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
15		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
15		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
16		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
16		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
17		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
17		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
18		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
18		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
19		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
19		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
20		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
20		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
21		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
21		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
22		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
22		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
23		Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0												
23		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0												
24		Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1


0											
24	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0											
25	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0											
25	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0											
26	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0											
26	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0											
27	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0											
27	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0											
28	Uniform Load	GX	NO	0	36.3	1	36.3	0	0	0	
0											
28	Uniform M/T	GY	NO	0	23.5	1	23.5	0	0	0	
0											

[LOAD CASE : Avviamento_SW2]


** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
1	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
5	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
6	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
7	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
8	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
9	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
10	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										
10	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company					Client					
	Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1				
0											
11	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
11	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
12	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
12	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
13	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
13	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
14	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
14	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
15	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
15	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
16	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
16	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
17	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
17	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
18	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
18	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
19	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
19	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
20	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
20	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
21	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
21	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
22	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
22	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
23	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
23	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
24	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
24	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
25	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
25	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
26	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
26	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											
27	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0	
0											
27	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0	
0											

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

28	Uniform Load	GX	NO	0	33	1	33	0	0	0
0										
28	Uniform M/T	GY	NO	0	21.4	1	21.4	0	0	0
0										

[LOAD CASE : Frenatura_LM71]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
1	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
5	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
6	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
7	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
8	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
9	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
10	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
10	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
11	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
12	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
12	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
13	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
0										
13	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										
14	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :


MIDAS		Company					Client				
		Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
14	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
15	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
15	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
16	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
16	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
17	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
17	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
18	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
18	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
19	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
19	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
20	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
20	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
21	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
21	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
22	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
22	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
23	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
23	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
24	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
24	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
25	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
25	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
26	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
26	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
27	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0
27	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
28	0	Uniform Load	GX	NO	0	-22	1	-22	0	0	0
28	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-14.3	1	-14.3	0	0	0

[LOAD CASE : Frenatura_SW2]


** BEAM LOAD DATA

MEMBER	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
P4										

PROJECT TITLE :

		Company					Client				
		Author	HP Inc.				File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
1	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
1	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
2	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
2	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
3	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
3	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
4	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
4	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
5	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
5	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
6	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
6	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
7	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
7	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
8	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
8	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
9	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
9	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
10	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
10	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
11	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
11	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
12	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
12	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
13	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
13	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
14	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
14	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
15	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
15	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
16	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
16	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
17	0	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0
17	0	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0
18		Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1


0											
18	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
19	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
19	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
20	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
20	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
21	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
21	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
22	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
22	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
23	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
23	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
24	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
24	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
25	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
25	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
26	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
26	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
27	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											
27	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
28	Uniform M/T	GY	NO	0	-22.7	1	-22.7	0	0	0	
0											
28	Uniform Load	GX	NO	0	-35	1	-35	0	0	0	
0											

[LOAD CASE : Vento_Y+]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
1	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0
0										
1	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0
0										
2	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0
0										
2	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0
0										
3	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0
0										
4	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0

PROJECT TITLE :

		Company						Client				
		Author	HP Inc.					File Name	VI03_Impalcato_Modello1			
0												
5		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
5		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
6		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
6		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
7		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
7		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
8		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
8		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
9		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
9		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
10		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
10		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
11		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
11		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
12		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
12		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
13		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
13		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
14		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
14		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
15		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
15		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
16		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
16		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
17		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
17		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
18		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
18		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
19		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
19		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
20		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												
20		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
21		Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0	
0												
21		Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0	
0												

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company						Client					
	Author	HP Inc.					File Name	VI03_Impalcato_Modello1				
22	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
22	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
23	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
23	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
24	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
24	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
25	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
25	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
26	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
26	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
27	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
27	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												
28	Uniform M/T	GX	NO	0	-11.4	1	-11.4	0	0	0		
0												
28	Uniform Load	GY	NO	0	5.12	1	5.12	0	0	0		
0												

[LOAD CASE : Serpeggio_LM71_M]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
17	0	110	0	-76.82	0	0

[LOAD CASE : Serpeggio_LM71_T1]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
18	0	110	0	-76.82	0	0

[LOAD CASE : Serpeggio_SW2_M]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
17	0	100	0	-69.83	0	0

[LOAD CASE : Serpeggio_SW2_T1]


** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
18	0	100	0	-69.83	0	0

[LOAD CASE : Serpeggio_LM71_T2]

** NODAL LOAD DATA

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello1

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
35	0	110	0	-76.82	0	0

[LOAD CASE : Serpeggio_SW2_T2]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
35	0	100	0	-69.83	0	0

[LOAD CASE : Urto_Caso 1]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
17	249.5	433.3	0	102.6	-59.05	0

[LOAD CASE : Urto_Caso 2]

** NODAL LOAD DATA

NODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
17	-216.7	124.8	0	51.27	29.52	0

*** RESPONSE SPECTRUM FUNCTION DATA

NAME	FUNCTION	SCALE	GRAVITY	DATA
TYPE				
0.348	El_o	Normalized Acc.	1	9.806 0:0.194 0.147:0.474 0.441:0.474 0.521:0.402 0.601:
	El_v	Normalized Acc.	1	9.806 0:0.063 0.05:0.154 0.15:0.154 0.19:0.121 0.231:0.1

*** RESPONSE SPECTRUM LOAD CASE DATA

NAME	FUNCTION NAME	DIR.	ANGLE	SCALE	PERIOD FACTOR	ACCIDENTAL ECCENTRICITY
Ex	El_o	X-Y	0	1	1	-
Ey	El_o	X-Y	90	1	1	-
Ez	El_v	Z	0	1	1	-

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

*** PROJECT INFORMATION

Project Name :
Date : 2021/2/23

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate
Unit System : KN, M
Definition of Frame
- X Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway
- Design Type : 3-D
Design Code
- Steel : Eurocode3-2:05
- Concrete : Eurocode2-2:05
- SRC : SSRC79

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR			DESCRIPTION
			X	Y	Z	
1	G1_Dead Load	D	0.000	0.000	-1.000	
2	G2	USER	0.000	0.000	0.000	
3	G2_Ballast	USER	0.000	0.000	0.000	
4	Traffico_LM71_dx	USER	0.000	0.000	0.000	
5	Traffico_LM71_sx	USER	0.000	0.000	0.000	
6	Traffico_SW 2	USER	0.000	0.000	0.000	
7	Traffico_marc	USER	0.000	0.000	0.000	
8	Serpeggio_LM71	USER	0.000	0.000	0.000	
9	Serpeggio_SW 2	USER	0.000	0.000	0.000	
10	Vento	USER	0.000	0.000	0.000	
11	Urto	USER	0.000	0.000	0.000	

*** MATERIAL PROPERTY DATA


NO	NAME	TYPE	MODULUS OF		SHEAR	THERMAL	POISSON	D
			ELASTICITY	MODULUS				
76.98	1	S355	STEEL	2.1e+008	8.077e+007	1.2e-005	0.3	

NO	NAME	TYPE	STRENGTH OF DESIGN MATERIAL			
			STEEL	CONCRETE	MAIN REBAR	SUB REBAR
1	S355	STEEL	3.55e+005	-	-	-

*** NODE DATA

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	3.732	0	0.5121	0
2	5.223	0	0.5121	0
3	3.486	0	0.5121	0
4	3.545	0	0.685	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

5	3.31	0	0	0
6	0.2749	0	0.685	0
7	0.51	0	0	0
8	3.37	0	0.685	0
9	3.82	0	0.685	0
10	0	0	0.685	0
11	0.45	0	0.685	0
12	0.26	0	0	0
13	3.56	0	0	0
14	1.91	0	0	0
15	3.266	0	0	0
16	0.554	0	0	0
17	2.362	0	0	0
18	2.814	0	0	0
19	1.006	0	0	0
20	1.458	0	0	0
21	3.398	0	0.256	0
22	0.3343	0	0.5121	0
23	0.4221	0	0.256	0
24	3.782	0	0.5121	0
25	4.392	0	0.5121	0
26	4.669	0	0.5121	0
27	4.946	0	0.5121	0
28	4.087	0	0.5121	0

*** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT / POINT SPRING SUPPORT

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT DDRRR	SPECIFIED DISPLACEMENT					
		Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
5	111101	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	011101	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** FLOOR DIAPHRAGM / RIGID LINK DATA


MASTER	DDRRR	NODES OF SAME DISPLACEMENT
3	111111 1	

*** SECTION PROPERTY DATA

NO	NAME	SHAPE	H	B	tw	tf1	r1
1	Piatt_Inf	SB	0.1	1.4	0	0	0
2	Piatt_Sup	SB	0.1	1.4	0	0	0
3	Piatt_lat_dx	GEN	0	0	0	0	0
4	Piatt_lat_sx	GEN	0	0	0	0	0
5	Marciapiede	GEN	0	0	0	0	0
6	Marciapiede 2	GEN	0	0	0	0	0
7	Marc_var	GEN	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0

NO	NAME	STIFFNESS SCALE FACTOR							
		A	Asy	Asz	Ix	Iy	Iz	W	Boundary Group
1	Piatt_Inf								
2	Piatt_Sup								
3	Piatt_lat_dx								
4	Piatt_lat_sx								
5	Marciapiede								
6	Marciapiede 2								

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

7 Marc_var

CTOR	NO	NAME	AREA [SRC:EQIV.]	MOMENT OF INERTIA			SHAPE FA k-Y
				Ix	Iy	Iz	
	1	Piatt_Inf	0.14	0.0004457	0.0001167	0.02287	0.8333
0.8333	2	Piatt_Sup	0.14	0.0004457	0.0001167	0.02287	0.8333
0.8333	3	Piatt_lat_dx	0.0416	1.25e-005	7.748e-005	0.005946	0.7383
0.06707	4	Piatt_lat_sx	0.0416	1.25e-005	7.748e-005	0.005946	0.7383
0.06707	5	Marciapiede	0.00616	4.853e-007	4.197e-005	7.332e-006	0.6223
0.2972	6	Marciapiede 2	0.00842	5.992e-007	0.0002393	7.351e-006	0.4592
0.4813	7	Marc_var	0.00842	5.992e-007	0.0002393	7.351e-006	0.4592
0.4813			0.00616	4.853e-007	4.197e-005	7.332e-006	0.6223


NO	NAME	SECTION MODULUS Sy		SECTION MODULUS Sz	
		I or CONC.	J or STEEL	I or CONC.	J or STEEL
1	Piatt_Inf	0.002333	0.002333	0.03267	0.03267
2	Piatt_Sup	0.002333	0.002333	0.03267	0.03267
7	Marc_var	0	0	0	0

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY		BEAM END RELEASE		MATERIAL	SECTION	LENGTH
	I	J	I	J			
1	12	7	-	-	S355	Piatt_Inf	0.25
2	7	16	-	-	S355	Piatt_Inf	0.044
3	16	19	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
4	19	20	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
5	20	14	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
6	14	17	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
7	17	18	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
8	18	15	-	-	S355	Piatt_Inf	0.452
9	15	5	-	-	S355	Piatt_Inf	0.044
10	5	13	-	-	S355	Piatt_Inf	0.25
11	7	23	-	-	S355	Piatt_lat_sx	0.2707
12	5	21	-	-	S355	Piatt_lat_dx	0.2707
13	23	22	-	-	S355	Piatt_lat_sx	0.2707
14	21	3	-	-	S355	Piatt_lat_dx	0.2707
15	22	6	-	-	S355	Piatt_lat_sx	0.1828
16	3	4	-	-	S355	Piatt_lat_dx	0.1828
17	10	6	-	-	S355	Piatt_Sup	0.2749
18	6	11	-	-	S355	Piatt_Sup	0.1751
19	8	4	-	-	S355	Piatt_Sup	0.1751
20	4	9	-	-	S355	Piatt_Sup	0.2749
21	1	24	-	-	S355	Marciapiede 2	0.05
22	24	28	-	-	S355	Marc_var	0.305
23	25	26	-	-	S355	Marciapiede	0.2769
24	26	27	-	-	S355	Marciapiede	0.2769
25	27	2	-	-	S355	Marciapiede	0.2769
26	28	25	-	-	S355	Marc_var	0.305

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

SECTION NO	SECTION NAME	SURFACE AREA	VOLUME	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER
1	Piatt_Inf	9.9	0.462	35.56	10	0
2	Piatt_Sup	2.7	0.126	9.699	4	0
3	Piatt_lat_dx	2.355	0.03013	2.319	3	0
4	Piatt_lat_sx	2.355	0.03013	2.319	3	0
5	Marciapiede	0.781	0.005118	0.394	3	0
6	Marciapiede 2	0.0696	0.000421	0.03241	1	0
7	Marc_var	0.7113	0.004447	0.3423	2	0

*** LOAD DATA

; Self Weight, Nodal Load, Specified Displacement, Beam Load, Floor Load, Finishing Material Load,
 System Temperature, Nodal Temperature, Element Temperature, Beam Section Temperature,
 Wind Load, Static Seismic Load, Time History Analysis Data

[LOAD CASE : G1_Dead Load]

** SELF WEIGHT DATA

; X=0, Y=0, Z=-1

[LOAD CASE : G2]

** BEAM LOAD DATA


MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
21 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0
22 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0
23 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0
24 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0
25 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0
26 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-1.5	1	-1.5	0	0	0

[LOAD CASE : G2_Ballast]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
2 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-20.8	1	-20.8	0	0	0
3 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-20.8	1	-21.1	0	0	0
4 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-21.1	1	-21.5	0	0	0
5 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-21.5	1	-21.8	0	0	0
6 0	Uniform Load	GZ	NO	0	-21.8	1	-22.1	0	0	0
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-22.1	1	-22.5	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

0	8	Uniform Load	GZ	NO	0	-22.5	1	-22.8	0	0	0
0	9	Uniform Load	GZ	NO	0	-22.8	1	-22.8	0	0	0

[LOAD CASE : Traffico_LM71_dx]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-106	1	-113	0	0	0
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-113	1	-121	0	0	0
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-121	1	-128	0	0	0
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-128	1	-136	0	0	0
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-136	1	-143	0	0	0
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-143	1	-151	0	0	0

[LOAD CASE : Traffico_LM71_sx]

** BEAM LOAD DATA


MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-151	1	-143	0	0	0
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-143	1	-136	0	0	0
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-136	1	-128	0	0	0
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-128	1	-121	0	0	0
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-121	1	-113	0	0	0
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-113	1	-106	0	0	0

[LOAD CASE : Traffico_SW 2]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0
6	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

0											
7	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0	0
0											
8	Uniform Load	GZ	NO	0	-112	1	-112	0	0	0	0
0											

[LOAD CASE : Traffico_marc]

** BEAM LOAD DATA


MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
21	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										
22	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										
23	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										
24	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										
25	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										
26	Uniform Load	GZ	NO	0	-14	1	-14	0	0	0
0										

[LOAD CASE : Serpeggio_LM71]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
2	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-56.7	1	-37.8	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-37.8	1	-18.9	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-18.9	1	0	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GZ	NO	0	0	1	18.9	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GZ	NO	0	18.9	1	37.8	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GZ	NO	0	37.8	1	56.7	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

13	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										
15	Uniform Load	GX	NO	0	-31.4	1	-31.4	0	0	0
0										

[LOAD CASE : Serpeggio_SW 2]

** BEAM LOAD DATA


MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
2	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-51.5	1	-34.4	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-34.4	1	-17.2	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
5	Uniform Load	GZ	NO	0	-17.2	1	0	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GZ	NO	0	0	1	17.2	0	0	0
0										
6	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GZ	NO	0	17.2	1	34.4	0	0	0
0										
7	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
8	Uniform Load	GZ	NO	0	34.4	1	51.5	0	0	0
0										
9	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
11	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
13	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										
15	Uniform Load	GX	NO	0	-28.6	1	-28.6	0	0	0
0										

[LOAD CASE : Vento]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
2	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0										
3	Uniform Load	GZ	NO	0	-9.59	1	-6.39	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GZ	NO	0	-6.39	1	-3.2	0	0	0
0										
4	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	VI03_Impalcato_Modello2

0											
0	5	Uniform Load	GZ	NO	0	-3.2	1	0	0	0	0
0	5	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	6	Uniform Load	GZ	NO	0	0	1	3.2	0	0	0
0	6	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	7	Uniform Load	GZ	NO	0	3.2	1	6.39	0	0	0
0	7	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	8	Uniform Load	GZ	NO	0	6.39	1	9.59	0	0	0
0	8	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	9	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	11	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	12	Uniform Load	GX	NO	0	-1.45	1	-1.45	0	0	0
0	13	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	14	Uniform Load	GX	NO	0	-1.45	1	-1.45	0	0	0
0	15	Uniform Load	GX	NO	0	-1.66	1	-1.66	0	0	0
0	16	Uniform Load	GX	NO	0	-1.45	1	-1.45	0	0	0
0											

[LOAD CASE : Urto]

** BEAM LOAD DATA

MEMBER	P4	TYPE	DIR.	PROJ.	D1	P1	D2	P2	D3	P3	D4
10		Uniform Load	LX	NO	0	-1.73e+003	1	-1.73e+003	0		0