

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

MACROFASE FUNZIONALE 1

LOTTO 2

Bretella CT-SR e Fascio A-P di prima fase e Collegamento Fascio A-P-Interporto - OPERE CIVILI
Ponti Ferroviari - VI02 Ponte su Canale al km 2+935 circa bretella CT-SR - Relazione di calcolo impalcato

SCALA:

-

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

RS3H 02 D 78 CL VI0208 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Marzo 2020	G.Giustino	Marzo 2020	S.Vanfiori	Marzo 2020	D.Tiberti
								Marzo 2020

File: RS3H.0.2.D.78.CL.VI.02.0.8.001.A

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Danilo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	MATERIALI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO SOLETTA.....	6
3.2	ACCIAIO PER C.A. (ARMATURA ORDINARIA).....	6
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	7
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	8
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	8
4.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	8
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA	12
6	ANALISI DEI CARICHI.....	15
6.1	PESI STRUTTURALI G1	15
6.2	PERMANENTI PORTATI G2	15
6.3	AZIONI VARIABILI (Q)	16
6.3.1.1	Treni di carico	16
6.3.1.2	Frenatura e avviamento	17
6.3.1.3	Serpeggio	18
6.3.1.4	Forza centrifuga	18
6.3.1.5	Carichi sui marciapiedi (Qm).....	18
6.4	AZIONE DEL VENTO (Q5)	19
7	COMBINAZIONI DI CARICO	25
8	MODELLAZIONE NUMERICA	33
8.1	CODICE DI CALCOLO.....	36
8.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA (PARAGRAFO 10.2 DEL DM 17-01-18).....	36
8.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO.....	36
8.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	37
8.5	CARICHI APPLICATI	38

8.6	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	44
8.7	REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI	49
9	CRITERI DI VERIFICA	51
10	VERIFICHE IMPALCATO	55
10.1	VERIFICA DEL COEFFICIENTE ϕ_3	55
10.2	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI METALLICHE	57
10.3	VERIFICA SBALZO	59
10.4	VERIFICA TRASVERSI	65
10.5	VERIFICA TRASVERSI DI TESTA	71
10.6	VERIFICA DELL'INFLESSIONE DELL'IMPALCATO NEL PIANO VERTICALE	77
10.7	VERIFICA DELLA DEFORMATA TORSIONALE DELL'IMPALCATO (SGHEMBO)	78
10.8	VERIFICA DEL COMFORT DI MARCIA DEI PASSEGGERRI	80
10.9	VERIFICA INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO	82
11	VALUTAZIONE ESCURSIONE DEL GIUNTO	83

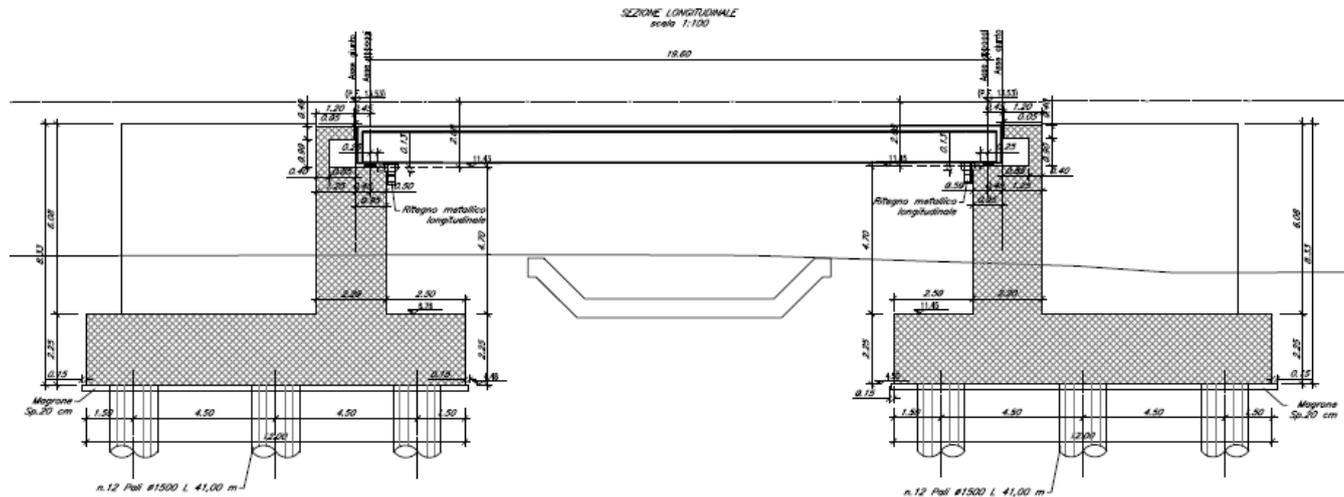
1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo delle opere d'arte e delle opere interferite relative al Nodo di Catania ed in particolare al progetto definitivo di Interramento linea dal km 231+631, tra le stazioni di Catania Acquicella e Bicocca, al km 237+139, tra le stazioni di Bicocca e Lentini Diramazione, per il prolungamento della pista dell'aeroporto Vincenzo Bellini di Catania-Fontanarossa.

In particolare, ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) delle sovrastrutture dell'impalcato ferroviario VI02.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 75 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ai sensi del DM 17 gennaio 2018 da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU=1.5.



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO. MACROFASE FUNZIONALE 1 LOTTO 02					
<i>Viadotto VI02</i> <i>Relazione di calcolo impalcato</i>	COMMESSA RS3H	LOTTO 02	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL VI0208 001	REV. A	FOGLIO 5 di 83

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative ed è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. 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
- [N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- [N.6]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 Calcestruzzo soletta

Classe	C32/40		
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85		coeff. rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18,13	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} =$	3,02	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctfm} =$	3,63	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} =$	2,12	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	33346	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	13894	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$c =$	40	mm	Copriferro minimo
XC4			Classe di esposizione
$\sigma_c < 0.55 \times f_{ck} =$	17.6		Tensione massima di compressione in esercizio per combinazioni RARE
$\sigma_c < 0.40 \times f_{ck} =$	12.8		Tensione massima di compressione in esercizio per combinazioni QUASI PERMANENTI
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	2.52		Tensione limite di fessurazione

3.2 Acciaio per c.a. (armatura ordinaria)

B450C			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	MPa	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1,15		
$(f_t/f_y)_k <$	1,35		
$\gamma_s =$	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU

Viadotto VI02
 Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	7 di 83

$f_{yd} =$	391,3 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	200000 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,196%	deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50%	deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s < 0.75 \times f_{yk} =$	337.5 MPa	Tensione massima di trazione

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

S355J0 - S355J2

$f_{yk} =$	355 MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{tk} =$	510 MPa	tensione caratteristica allo 1% di deformazione
$\gamma_s =$	1,15 -	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico di progetto

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.					
	MACROFASE FUNZIONALE 1 LOTTO 02					
<i>Viadotto VI02</i> <i>Relazione di calcolo impalcato</i>	COMMESSA RS3H	LOTTO 02	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL VI0208 001	REV. A	FOGLIO 8 di 83

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

4.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

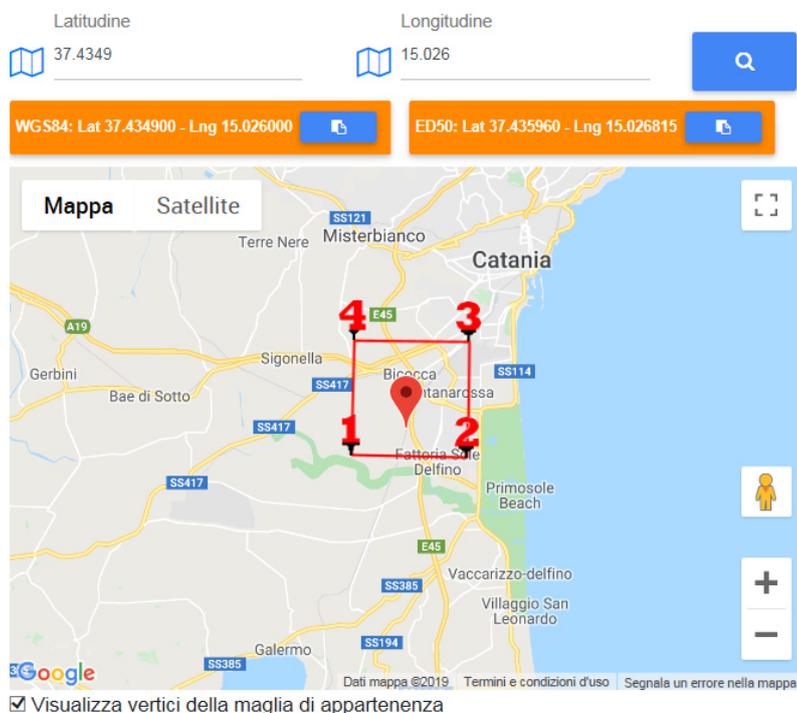
Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

4.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **D**

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*) per gli stati limite di normativa sono dunque:



Stati limite

Classe Edificio	
III. Affollamento significativo...	
Vita Nominale	75
Interpolazione	Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	68	0.079	2.503	0.280
Danno (SLD)	113	0.103	2.512	0.291
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.330	2.359	0.467
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.472	2.352	0.527

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 112.5

Cat. Sottosuolo	D
Cat. Topografica	T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,23	1,00
CC Coeff. funz categoria	2,36	2,32	1,83	1,72
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → 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;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Spettri di progetto

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per lo SLV

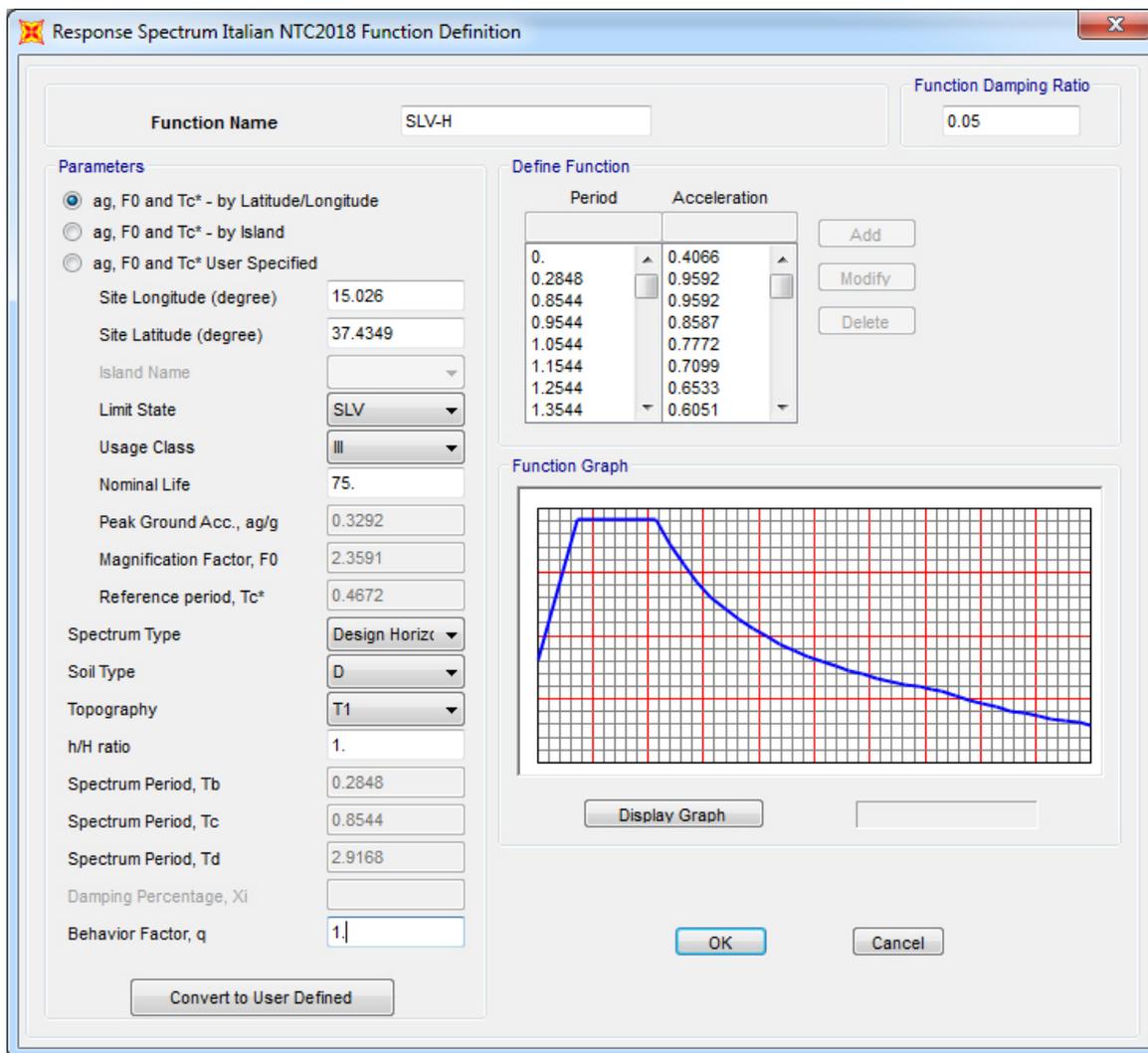
Lat 37.434882 Long 15.025984

Categoria di sottosuolo tipo D

Classe d'uso : III

Vita nominale VN = 75 anni

$q=1$



Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

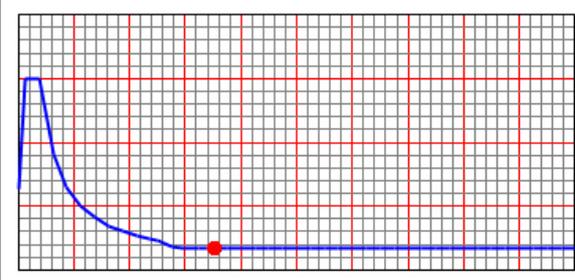
ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
 ag, F0 and Tc* - by Island
 ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree):
 Site Latitude (degree):
 Island Name:
 Limit State:
 Usage Class:
 Nominal Life:
 Peak Ground Acc., ag/g:
 Magnification Factor, F0:
 Reference period, Tc*:
 Spectrum Type:
 Soil Type:
 Topography:
 h/H ratio:
 Spectrum Period, Tb:
 Spectrum Period, Tc:
 Spectrum Period, Td:
 Damping Percentage, Xi:
 Behavior Factor, q:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.255
0.05	0.6015
0.15	0.6015
0.25	0.3609
0.35	0.2578
0.45	0.2005
0.55	0.1641
0.65	0.1388

Function Graph



(1.4105 , 0.0658)

5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L' impalcato oggetto della presente relazione è del tipo “a travi incorporate”, composto da n°12 travi HEM1000 di lunghezza complessiva pari a 20.10 m aventi un interasse di 0.42 m e getto di completamento in cls. Lo schema statico è quello di una trave semplicemente appoggiata alle estremità di luce netta pari a 19.60 m (asse appoggio - asse appoggio). L'impalcato calcolato è caratterizzato da una larghezza complessiva pari a 9.70 m (di cui 4.60 m relativi alla piattaforma ferroviaria).

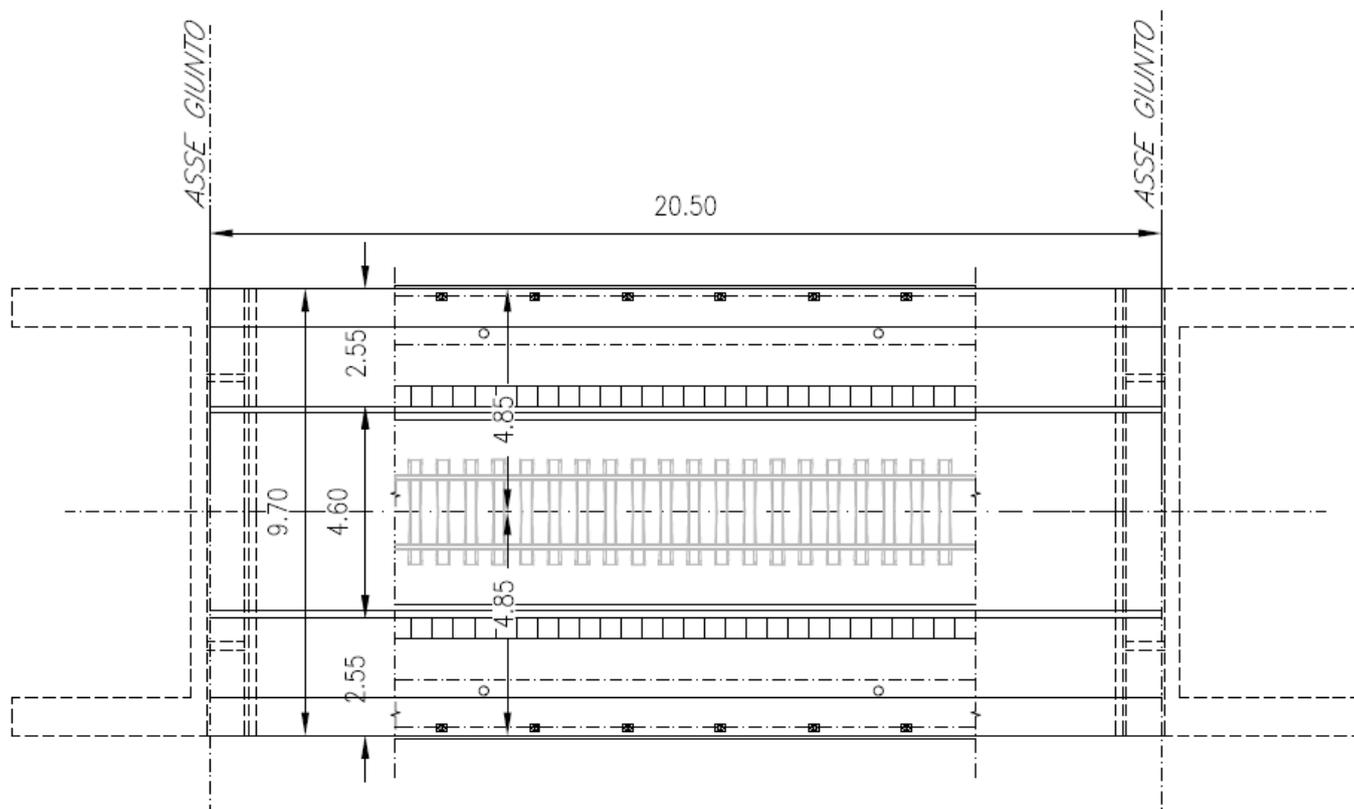


Figura 1 – Pianta dell'impalcato

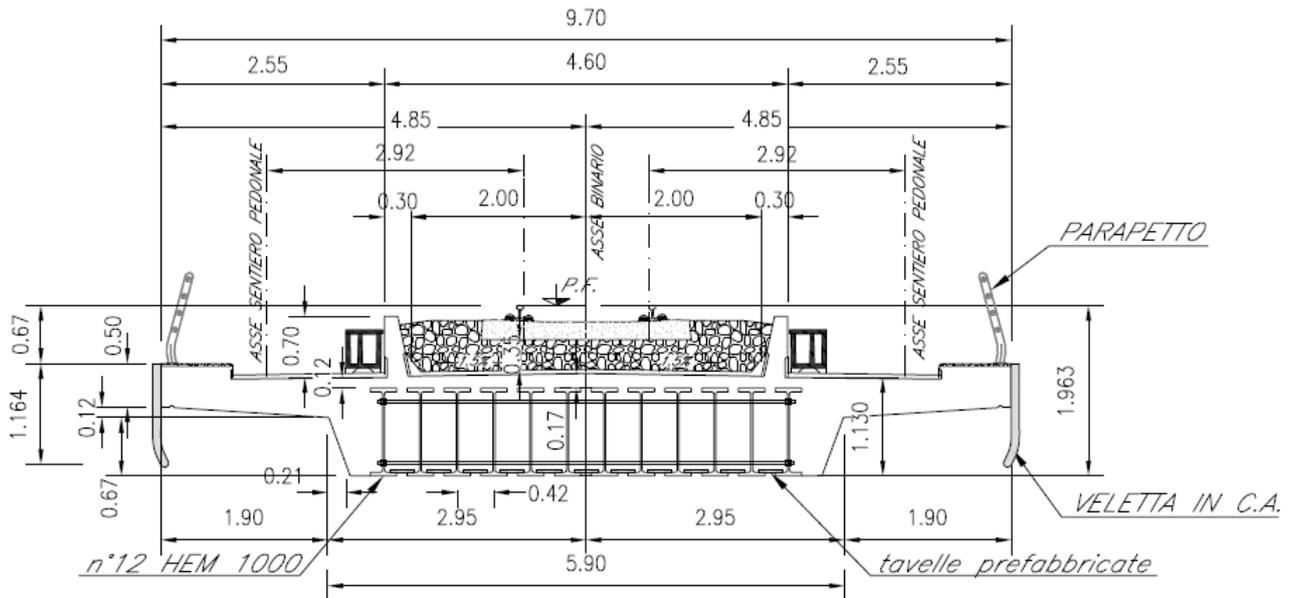


Figura 2 – Sezione trasversale dell'impalcato

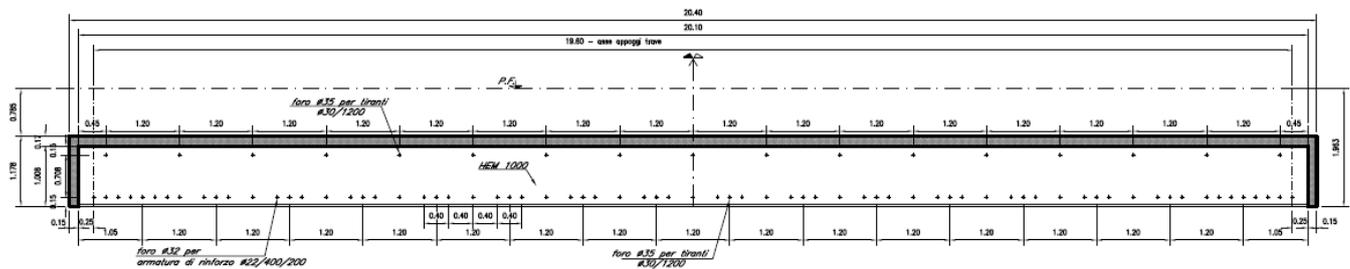


Figura 3 – Sezione longitudinale della trave HEM1000

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede 12 apparecchi di appoggio per ognuna delle estremità, con schema globale di tipo fisso (F) — unidirezionale longitudinale (U) ; multidirezionale - multidirezionale (M).

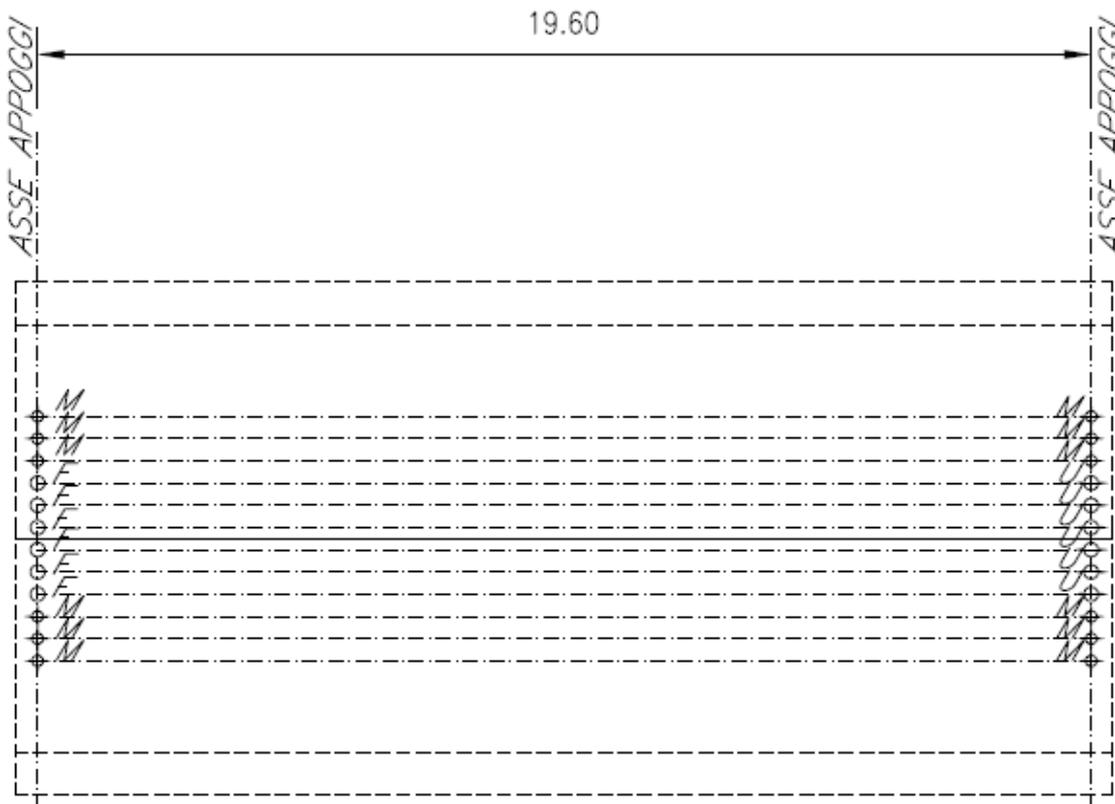


Figura 4 – Schema degli apparecchi di appoggio

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

I pesi dei materiali da costruzione sono indicati nella tabella seguente.

Materiale	Peso (kN/m ³)
Acciaio strutturale	78.5
Calcestruzzo armato	25
Ballast + armamento (sp. 80cm)	18

6.1 Pesi strutturali G1

Il peso proprio della struttura è determinato automaticamente dal programma di calcolo attraverso le proprietà degli elementi “frame” che modellano l’impalcato, congruenti con quelli di progetto.

- P.P. travi HEM1000 = 349 kg/m

6.2 Permanenti portati G2

Sono stati considerati i seguenti contributi da applicare alle travi di competenza.

- Ballast + armamento + impermeabilizzazione 75 cm $18 \cdot 0.75 = 13.50 \text{ kN/ m}^2$
 - Massetto pend. sp_medio = 3.75 cm $24 \cdot 0.0375 = 0.90 \text{ kN/m}^2$
 - Conglomerato bituminoso 5 cm $18 \cdot 0.05 = 0.90 \text{ kN/m}^2$
- Totale **15.30 kN/m²**
- Muro paraghiaia $0.1375 \cdot 25 = 3.45 \text{ kN/m}$
 - Veletta $25 \cdot 0.1116 = 2.80 \text{ kN/m}$
 - Parapetto **1.0 kN/m**
 - Canaletta + Impianti + Conglomerato bituminoso 5 cm $4/0.5 + 18 \cdot 0.05 = 8.9 \text{ kN/ m}^2$

6.3 Azioni variabili (Q)

6.3.1.1 Treni di carico

Si determina, in primo luogo, il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ (D.M. 14/01/2008, § 5.2.2.3.3).

Per linee con ridotto standard manutentivo:

$$1.00 \leq \phi = \phi_3 = 2.16 / (\sqrt{L\phi} - 0.2) + 0.73 \leq 2.00$$

dove $L\phi$ rappresenta la lunghezza “caratteristica”, in metri, definita nella tabella 5.2.II del D.M.:

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica $L\phi$

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L\phi$
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali

Quindi, con $L\phi = 19.6$ m, si ha:

$$\phi_3 = 1.241$$

Modello di carico LM 71

Questo modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella figura seguente e risulta costituito da:

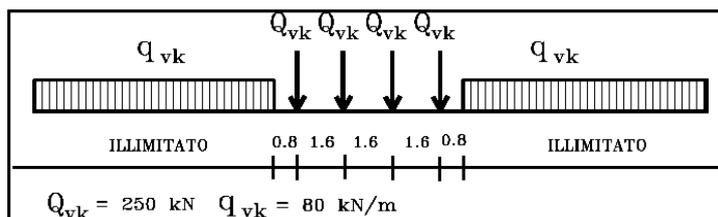


Figura 5 - Modello di carico LM71

- 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.

Per il modello di carico LM71, inoltre, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , pertenerne 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 $QV2/QV1=1,25$ essendo $QV1$ e $QV2$ i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18 = 8$ cm con $s = 1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Modelli di carico SW

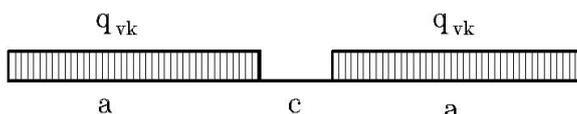


Figura 6 - Modelli di carico SW

Per il modello di carico SW sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate nella tabella seguente:

Tab. 5.2.1 - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

I coefficienti di “adattamento” α da applicare ai carichi suddetti sono (specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 C, § 1.4.1.1):

- $\alpha = 1.1$ per il modello di carico LM71;
- $\alpha = 1.0$ per il modello di carico SW2.
- $\alpha = 1.1$ per il modello di carico SW0.

6.3.1.2 Frenatura e avviamento

Le forze di frenatura e avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare, da moltiplicare per α , sono i seguenti:

- avviamento: $Q_{la,k} = 33[\text{kN/m}] \cdot L[\text{m}] \leq 1000[\text{kN}]$ sia per LM71 che per SW2;
- frenatura: $Q_{lb,k} = 20[\text{kN/m}] \cdot L[\text{m}] \leq 6000[\text{kN}]$ per LM71;

$$Q_{lb,k} = 35[\text{kN/m}] \cdot L[\text{m}] \quad \text{per SW2.}$$

Si ha pertanto:

- modello di carico LM71:
 - avviamento: $Q_{la} = \min [1.1 \cdot 33 \cdot 20.4; 1.1 \cdot 1000] = 741 \text{ kN};$
 - frenatura: $Q_{lb} = \min [1.1 \cdot 20 \cdot 20.4; 1.1 \cdot 6000] = 449 \text{ kN};$
- modello di carico SW2:
 - avviamento: $Q_{la} = \min [1.0 \cdot 33 \cdot 20.4; 1.0 \cdot 1000] = 673 \text{ kN};$
 - frenatura: $Q_{lb} = 1.0 \cdot 35 \cdot 20.4 = 714 \text{ kN}.$

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO. MACROFASE FUNZIONALE 1 LOTTO 02					
<i>Viadotto VI02</i> <i>Relazione di calcolo impalcato</i>	COMMESSA RS3H	LOTTO 02	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL VI0208 001	REV. A	FOGLIO 18 di 83

In via cautelativa, si considera un unico valore per le forze di frenatura e avviamento, pari al massimo tra i quattro di cui sopra (741 kN), da combinare con i carichi verticali dei modelli LM71 e SW2.

Tale valore viene applicato uniformemente distribuito lungo l'asse del binario:

$$q = 741/20.4 = 36.33 \text{ KN/m}$$

6.3.1.3 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di questa forza è $Q_{sk} = 100\text{kN}$ e deve essere moltiplicato per α , ma non per ϕ .

Si ha pertanto:

- modello di carico LM71: $Q_s = \alpha \cdot Q_{sk} = 1.1 \cdot 100 = 110 \text{ kN}$;
- modello di carico SW2: $Q_s = \alpha \cdot Q_{sk} = 1.0 \cdot 100 = 100 \text{ kN}$.

In via cautelativa, si considera un unico valore della forza di serpeggio, pari al massimo dei due di cui sopra (110 kN), da combinare con i carichi verticali dei modelli LM71 e SW2.

Tale valore viene applicato uniformemente distribuito perpendicolarmente all'asse del binario:

$$q = 110/20.4 = 5.40 \text{ KN/m}$$

6.3.1.4 Forza centrifuga

Non si considera la forza centrifuga poiché l'impalcato è in rettilineo.

6.3.1.5 Carichi sui marciapiedi (Q_m)

Il carico sul marciapiede è schematizzato da un carico uniformemente ripartito di 10 kN/m^2 , al quale non deve applicarsi l'incremento dinamico. Tale carico, inoltre, deve considerarsi non contemporaneo al transito dei convogli.

6.4 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC2018 e CNR DT 207/2008

La risposta dinamica alle azioni del vento, le azioni e gli effetti dinamici e aeroelastici dovuti al distacco dei vortici e altri fenomeni aeroelastici non caratterizzano l'opera in esame e sono pertanto ritenuti trascurabili in relazione alla tipologia strutturale in esame di impalcato "standard" con un peso ragguardevole, sagoma "tozza" e staticamente ben vincolata.

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente al piano longitudinale del ponte ad un carico verticale statico e ad un momento intorno all'asse dell'impalcato.

Di seguito si ripota il foglio di calcolo utilizzato per calcolare l'azione del vento

4) Sicilia e provincia di Reggio Calabria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
4	28	500	0.02

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	7
---	---

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

v_b (velocità di riferimento [m/s])	28
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	490.00
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Viadotto VI02
 Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	20 di 83

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

z altezza edif.[m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
8	4	B	7

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

c _e	2.00
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 977.58 N/mq (0.9775 kN/mq)

Coefficiente di forma impalcato CNR DT 207/2008 PAR. G.10.3 - G11

larghezza impalcato	d=	9.70	m
altezza impalcato	h=	1.963	m
altezza carichi mobili esposta al vento	hf=	4.0	m
altezza totale esposta al vento	h _{tot} = b=	5.96	m
	d/b=	1.63	

se $d/b \geq 2$ NON OK

$$c_{fx} = \frac{1.85}{d/h_{tot}} - 0.10 = 1.04 \quad 2 \leq d/b \leq 5 \quad \text{NON OK}$$

$$c_{fx} = \frac{1.35}{d/h_{tot}} = 0.83 \quad d/b > 5 \quad \text{NON OK}$$

se $d/b < 2$ OK

Nel caso di azione del vento sugli elementi di sezione rettangolare:

$c_{fx} =$	2	$0.1 \leq d/b \leq 0.2$	NON OK
$c_{fx} = 0.73 \cdot \log_{10}(d/b) + 3.15 =$	3.30	$0.2 \leq d/b \leq 0.7$	NON OK
$c_{fx} = -1.64 \cdot \log_{10}(d/b) + 2.15 =$	1.80	$0.7 \leq d/b \leq 5$	OK
$c_{fx} = -0.33 \cdot \log_{10}(d/b) + 1.23 =$	1.16	$5 \leq d/b \leq 10$	NON OK
$c_{fx} =$	0.9	$10 \leq d/b \leq 50$	NON OK

dove d e b sono le dimensioni del rettangolo nella direzione parallela e ortogonale alla direzione del vento

$$c_{fy} = \pm \left(0.7 + 0.1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) = 0.86 \quad 0 \leq d/b \leq 5 \quad \text{OK}$$

$$c_{fy} = 2 \quad d/b > 5 \quad \text{NON OK}$$

$$cmz = 0.2$$

$c_{fx} =$	1.80
$c_{fy} =$	0.86
$cmz =$	0.20

pressione vento orizzontale $q_{px} =$	1759.6	N/mq	\Rightarrow	1.76	KN/mq
pressione vento verticale $q_{py} =$	840.7	N/mq	\Rightarrow	0.84	KN/mq
momento intorno all'asse $mz =$	195.5	N/mq	\Rightarrow	0.20	KN/mq

Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERECIVILI”- RFIDTCSICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1– NTC2008)

Il valore dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato in funzione della distanza a_g dal binario.

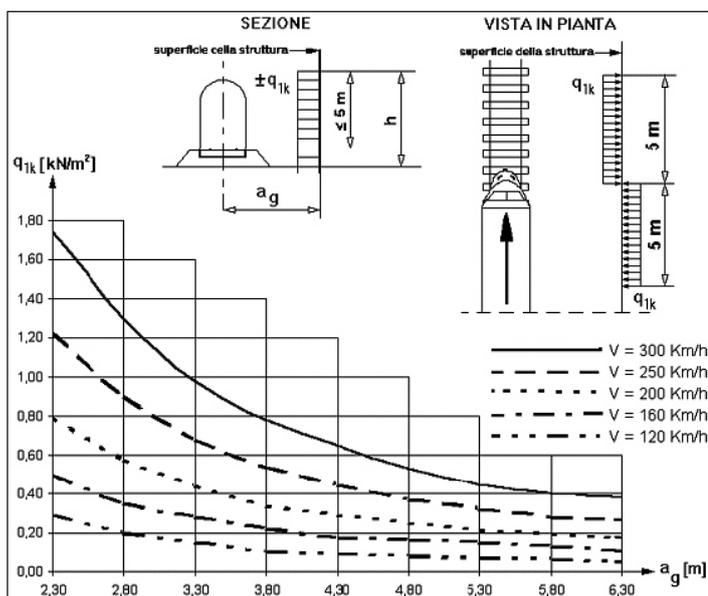


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Nel caso in esame si ha:

$$a_g = 4.30 \text{ m}$$

$$q_{1,k} = 0.10 \text{ KN/m}^2 \text{ (HP: V=120 Km/h)}$$

PRESCRIZIONE 5.2.3.3.2 DM 2008:

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1.5 kN/m^2 sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU.

Nel caso in esame ($V < 200 \text{ Km/h}$):

$$q_{\text{tot}} = q_{px} + q_{1,k} = 1.86 \text{ kN/m}^2 > 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Si considera pertanto:

- una pressione orizzontale del vento di **1.86** kN/m², agente sull'impalcato, sui treni (piano verticale h=4m da PF);
- una pressione verticale del vento di **0.84** kN/m², agente sull'impalcato
- un momento intorno all'asse del ponte indotto da una pressione orizzontale del vento di **0.20** kN/m²

Vento orizzontale

Vento sull'impalcato

$$F_{y,w} = 1.86 \cdot 5.96 = \mathbf{11.09} \text{ kN/m}$$

Vento verticale

$$F_{z,w} = \mathbf{0.84} \text{ kN/ m}^2$$

Momento rispetto al baricentro

Vento sull'impalcato

$$F_{y,w} = 0.2 \cdot 1.963 = 0.393 \text{ kN/m}$$

Eccentricità rispetto al baricentro delle travi = 0.48 m

Vento sui treni

$$F_{y,w} = 0.2 \cdot 4.00 = 0.80 \text{ kN/m}$$

Eccentricità rispetto al baricentro delle travi = 3.46 m

Il momento complessivo rispetto al baricentro delle travi è:

$$m_{x,w} = 0.393 \cdot 0.48 + 0.80 \cdot 3.46 = \mathbf{2.96} \text{ kNm/m}$$

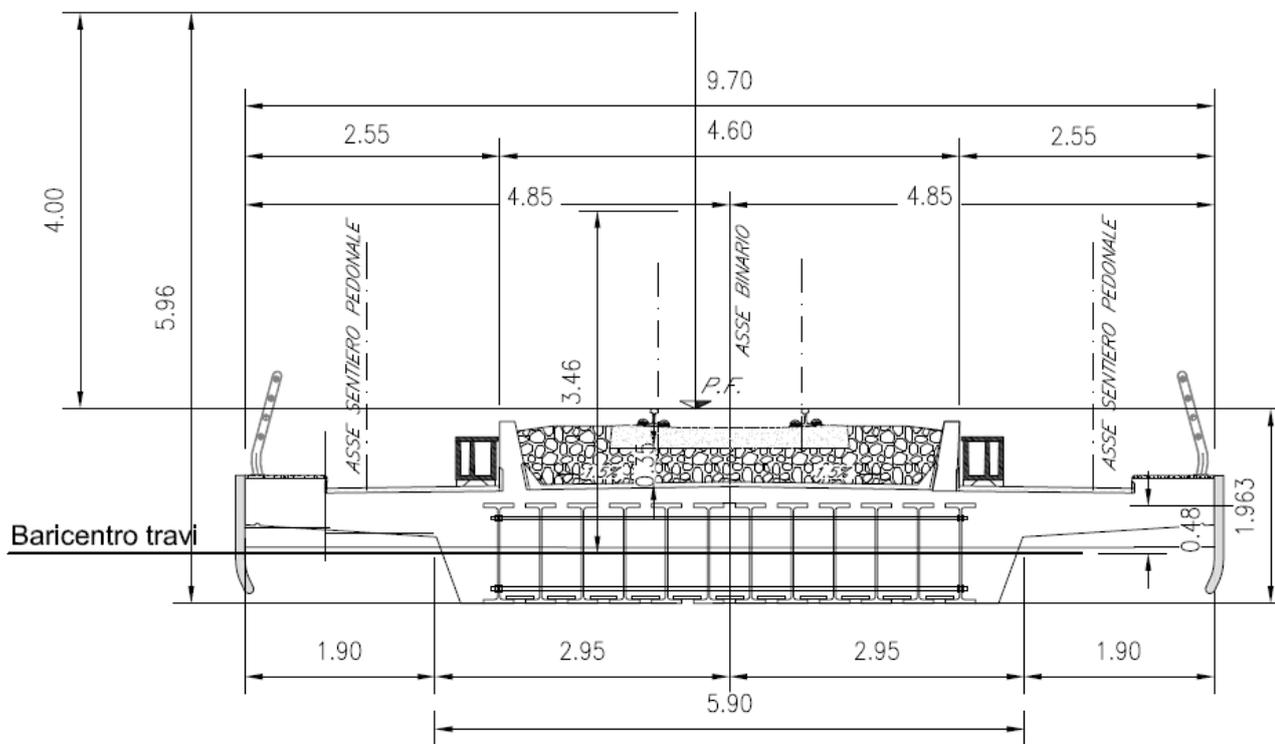


Figura 7 - schema per calcolo azione del vento

7 Combinazioni di carico

Le azioni considerate sono le seguenti:

- g1: peso proprio degli elementi strutturali;
- g2: carichi permanenti portati;
- q1: carichi mobili;
- q3: azione longitudinale di frenamento;
- q4: azione centrifuga;
- q5: azione trasversale del vento;
- q6: azioni sismiche;

Le combinazioni dei carichi da utilizzare ai fini delle analisi delle strutture (impalcato e spalle) sono definite secondo le indicazioni di cui al § 2.5.3 del D.M. 14/01/2008 e tenendo conto delle ulteriori precisazioni per i ponti ferroviari di cui al § 5.2.3 dello stesso D.M..

Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte nelle combinazioni secondo uno dei gruppi di carico riportati nella tabella seguente.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

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 coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) e i coefficienti di combinazione (ψ) da utilizzare nella definizione delle combinazioni di carico sono riportati nelle tabelle seguenti.

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.

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

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1$.

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

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

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

In accordo con il paragrafo 7.3.5. del D.M. 14.01.2008, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati secondo le seguenti espressioni:

- Sisma in direzione longitudinale "X" $\Rightarrow 1.0 \times E_X + 0.3 \times E_Y + 0.3 \times E_Z;$

- Sisma in direzione trasversale "Y" $\Rightarrow 0.3 \times E_X + 1.0 \times E_Y + 0.3 \times E_Z;$

- Sisma in direzione verticale "Z" $\Rightarrow 0.3 \times E_X + 0.3 \times E_Y + 1.0 \times E_Z.$

Per ciascuna delle precedenti relazioni, gli effetti del sisma sono stati combinati facendo variare opportunamente il segno delle singole sollecitazioni al fine di massimizzare gli sforzi nella struttura.

In accordo con il D.M. 14/01/2008 paragrafo 3.2.4, i carichi sismici vanno combinati con le altre azioni secondo la seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

$G_1 \Rightarrow$ peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;

$G_2 \Rightarrow$ carichi permanenti portati;

$E \Rightarrow$ azioni derivanti dai terremoti;

$Q_{kj} \Rightarrow$ azioni variabili sulla struttura.

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

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

Nel caso in esame per i carichi dovuti al transito dei treni si assumerà $\Psi_{2j} = 0.2$.

TABLE: Combination Definitions			SLERA-07	G1	1	SLERA-13	G1	1
ComboName	CaseName	ScaleFactor	SLERA-07	G2	1	SLERA-13	G2	1
Text	Text	Unitless	SLERA-07	B1-LM71	1	SLERA-13	B1-LM71	0.8
SLERA-01	G1	1	SLERA-07	Mw_x	0.6	SLERA-13	Qw_y	0.6
SLERA-01	G2	1	SLERA-07	B1-FR/AVV	-1	SLERA-13	B1-FR/AVV	0.8
SLERA-01	B1-LM71	1	SLERA-07	Qser	1	SLERA-13	Qser	0.8
SLERA-01	Qw_y	0.6	SLERA-07	Qw_z	0.6	SLERA-13	Qw_z	0.6
SLERA-01	Qser	1	SLERA-07	TERM-IMP	0.6	SLERA-13	TERM-IMP	1
SLERA-01	Qw_z	0.6	SLERA-07	Qw_y	0.6	SLERA-13	Mw_x	0.6
SLERA-01	TERM-IMP	0.6	SLERA-08	G1	1	SLERA-14	G1	1
SLERA-01	Mw_x	0.6	SLERA-08	G2	1	SLERA-14	G2	1
SLERA-02	G1	1	SLERA-08	B1-SW0	1	SLERA-14	B1-SW0	0.8
SLERA-02	G2	1	SLERA-08	Mw_x	0.6	SLERA-14	Qw_y	0.6
SLERA-02	B1-SW0	1	SLERA-08	B1-FR/AVV	-1	SLERA-14	B1-FR/AVV	0.8
SLERA-02	Qw_y	0.6	SLERA-08	Qser	1	SLERA-14	Qser	0.8
SLERA-02	Qser	1	SLERA-08	Qser	1	SLERA-14	Qw_z	0.6
SLERA-02	Qw_z	0.6	SLERA-08	Qw_z	0.6	SLERA-14	TERM-IMP	1
SLERA-02	TERM-IMP	0.6	SLERA-08	TERM-IMP	0.6	SLERA-14	Mw_x	0.6
SLERA-02	Mw_x	0.6	SLERA-08	Qw_y	0.6	SLERA-15	G1	1
SLERA-03	G1	1	SLERA-09	G1	1	SLERA-15	G2	1
SLERA-03	G2	1	SLERA-09	G2	1	SLERA-15	B1-SW2	0.8
SLERA-03	B1-SW2	1	SLERA-09	B1-SW2	1	SLERA-15	Qw_y	0.6
SLERA-03	Qw_y	0.6	SLERA-09	Mw_x	0.6	SLERA-15	B1-FR/AVV	0.8
SLERA-03	Qser	1	SLERA-09	B1-FR/AVV	-1	SLERA-15	Qser	0.8
SLERA-03	Qw_z	0.6	SLERA-09	Qser	1	SLERA-15	Qw_z	0.6
SLERA-03	TERM-IMP	0.6	SLERA-09	Qw_z	0.6	SLERA-15	TERM-IMP	1
SLERA-03	Mw_x	0.6	SLERA-09	TERM-IMP	0.6	SLERA-15	Mw_x	0.6
SLERA-04	G1	1	SLERA-09	Qw_y	0.6	SLERA-16	G1	1
SLERA-04	G2	1	SLERA-10	G1	1	SLERA-16	G2	1
SLERA-04	B1-LM71	1	SLERA-10	G2	1	SLERA-16	B1-LM71	0.8
SLERA-04	Qw_y	0.6	SLERA-10	B1-LM71	0.8	SLERA-16	Mw_x	0.6
SLERA-04	B1-FR/AVV	1	SLERA-10	Qw_y	0.6	SLERA-16	B1-FR/AVV	-0.8
SLERA-04	Qser	1	SLERA-10	Qser	0.8	SLERA-16	Qser	0.8
SLERA-04	Qw_z	0.6	SLERA-10	Qser	0.8	SLERA-16	Qw_z	0.6
SLERA-04	TERM-IMP	0.6	SLERA-10	Qw_z	0.6	SLERA-16	TERM-IMP	1
SLERA-04	Mw_x	0.6	SLERA-10	TERM-IMP	1	SLERA-16	Qw_y	0.6
SLERA-05	G1	1	SLERA-10	Mw_x	0.6	SLERA-17	G1	1
SLERA-05	G2	1	SLERA-11	G1	1	SLERA-17	G2	1
SLERA-05	B1-SW0	1	SLERA-11	G2	1	SLERA-17	B1-SW0	0.8
SLERA-05	Qw_y	0.6	SLERA-11	B1-SW0	0.8	SLERA-17	Mw_x	0.6
SLERA-05	B1-FR/AVV	1	SLERA-11	Qw_y	0.6	SLERA-17	B1-FR/AVV	-0.8
SLERA-05	Qser	1	SLERA-11	Qser	0.8	SLERA-17	Qser	0.8
SLERA-05	Qw_z	0.6	SLERA-11	Qw_z	0.6	SLERA-17	Qw_z	0.6
SLERA-05	TERM-IMP	0.6	SLERA-11	TERM-IMP	1	SLERA-17	TERM-IMP	1
SLERA-05	Mw_x	0.6	SLERA-11	Mw_x	0.6	SLERA-17	Qw_y	0.6
SLERA-06	G1	1	SLERA-12	G1	1	SLERA-18	G1	1
SLERA-06	G2	1	SLERA-12	G2	1	SLERA-18	G2	1
SLERA-06	B1-SW2	1	SLERA-12	B1-SW2	0.8	SLERA-18	B1-SW2	0.8
SLERA-06	Qw_y	0.6	SLERA-12	Qw_y	0.6	SLERA-18	Mw_x	0.6
SLERA-06	B1-FR/AVV	1	SLERA-12	Qser	0.8	SLERA-18	B1-FR/AVV	-0.8
SLERA-06	Qser	1	SLERA-12	Qser	0.8	SLERA-18	Qser	0.8
SLERA-06	Qw_z	0.6	SLERA-12	Qw_z	0.6	SLERA-18	Qw_z	0.6
SLERA-06	TERM-IMP	0.6	SLERA-12	TERM-IMP	1	SLERA-18	TERM-IMP	1
SLERA-06	Mw_x	0.6	SLERA-12	Mw_x	0.6	SLERA-18	Qw_y	0.6

SLERA-19	G1	1	SLEFRE-06	G1	1
SLERA-19	G2	1	SLEFRE-06	G2	1
SLERA-19	Mw_x	1	SLEFRE-06	B1-SW2	0.8
SLERA-19	Qw_z	1	SLEFRE-06	B1-FR/AVV	0.8
SLERA-19	TERM-IMP	0.6	SLEFRE-06	Qser	0.8
SLERA-19	Qw_y	1	SLEFRE-06	TERM-IMP	0.5
SLERA-20	G1	1	SLEFRE-07	G1	1
SLERA-20	G2	1	SLEFRE-07	G2	1
SLERA-20	Mw_x	0.6	SLEFRE-07	B1-LM71	0.8
SLERA-20	Qw_z	0.6	SLEFRE-07	B1-FR/AVV	-0.8
SLERA-20	TERM-IMP	0.6	SLEFRE-07	Qser	0.8
SLERA-20	Qw_y	0.6	SLEFRE-07	TERM-IMP	0.5
SLERA-20	Qm	1	SLEFRE-08	G1	1
SLEFRE-01	G1	1	SLEFRE-08	G2	1
SLEFRE-01	G2	1	SLEFRE-08	B1-SW0	0.8
SLEFRE-01	B1-LM71	0.8	SLEFRE-08	B1-FR/AVV	-0.8
SLEFRE-01	Qser	0.8	SLEFRE-08	Qser	0.8
SLEFRE-01	TERM-IMP	0.5	SLEFRE-08	TERM-IMP	0.5
SLEFRE-02	G1	1	SLEFRE-09	G1	1
SLEFRE-02	G2	1	SLEFRE-09	G2	1
SLEFRE-02	B1-SW0	0.8	SLEFRE-09	B1-SW2	0.8
SLEFRE-02	Qser	0.8	SLEFRE-09	B1-FR/AVV	-0.8
SLEFRE-02	TERM-IMP	0.5	SLEFRE-09	Qser	0.8
SLEFRE-03	G1	1	SLEFRE-09	TERM-IMP	0.5
SLEFRE-03	G2	1	SLEFRE-10	G1	1
SLEFRE-03	B1-SW2	0.8	SLEFRE-10	G2	1
SLEFRE-03	Qser	0.8	SLEFRE-10	TERM-IMP	0.6
SLEFRE-03	TERM-IMP	0.5	SLEFRE-11	G1	1
SLEFRE-04	G1	1	SLEFRE-11	G2	1
SLEFRE-04	G2	1	SLEFRE-11	TERM-IMP	0.5
SLEFRE-04	B1-LM71	0.8	SLEFRE-11	Qw_y	0.5
SLEFRE-04	B1-FR/AVV	0.8	SLEFRE-11	Qw_z	0.5
SLEFRE-04	Qser	0.8	SLEFRE-11	Mw_x	0.5
SLEFRE-04	TERM-IMP	0.5	SLEFRE-12	G1	1
SLEFRE-05	G1	1	SLEFRE-12	G2	1
SLEFRE-05	G2	1	SLEFRE-12	TERM-IMP	0.5
SLEFRE-05	B1-SW0	0.8	SLEFRE-12	Qm	0.75
SLEFRE-05	B1-FR/AVV	0.8	SLEQP-01	G1	1
SLEFRE-05	Qser	0.8	SLEQP-01	G2	1
SLEFRE-05	TERM-IMP	0.5	SLEQP-01	TERM-IMP	0.5

SLUSTR-01	G1	1.35	SLUSTR-07	G1	1.35	SLUSTR-13	G1	1.35
SLUSTR-01	G2	1.5	SLUSTR-07	G2	1.5	SLUSTR-13	G2	1.5
SLUSTR-01	B1-LM71	1.45	SLUSTR-07	B1-LM71	1.45	SLUSTR-13	B1-LM71	0.8
SLUSTR-01	Qw_y	0.9	SLUSTR-07	Qw_y	0.9	SLUSTR-13	Qw_y	0.78
SLUSTR-01	Qser	1.45	SLUSTR-07	B1-FR/AVV	1.45	SLUSTR-13	B1-FR/AVV	-0.8
SLUSTR-01	Qw_z	0.9	SLUSTR-07	Qser	1.45	SLUSTR-13	Qser	0.8
SLUSTR-01	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-07	Qw_z	0.9	SLUSTR-13	Qw_z	0.78
SLUSTR-01	Mw_x	0.9	SLUSTR-07	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-13	TERM-IMP	1.5
SLUSTR-02	G1	1.35	SLUSTR-07	Mw_x	0.9	SLUSTR-13	Mw_x	0.78
SLUSTR-02	G2	1.5	SLUSTR-08	G1	1.35	SLUSTR-14	G1	1.35
SLUSTR-02	B1-SW0	1.45	SLUSTR-08	G2	1.5	SLUSTR-14	G2	1.5
SLUSTR-02	Qw_y	0.9	SLUSTR-08	B1-SW0	1.45	SLUSTR-14	B1-SW0	0.8
SLUSTR-02	Qser	1.45	SLUSTR-08	Qw_y	0.9	SLUSTR-14	Qw_y	0.78
SLUSTR-02	Qw_z	0.9	SLUSTR-08	B1-FR/AVV	1.45	SLUSTR-14	B1-FR/AVV	-0.8
SLUSTR-02	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-08	Qser	1.45	SLUSTR-14	Qser	0.8
SLUSTR-02	Mw_x	0.9	SLUSTR-08	Qw_z	0.9	SLUSTR-14	Qw_z	0.78
SLUSTR-03	G1	1.35	SLUSTR-08	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-14	TERM-IMP	1.5
SLUSTR-03	G2	1.5	SLUSTR-08	Mw_x	0.9	SLUSTR-14	Mw_x	0.78
SLUSTR-03	B1-SW2	1.45	SLUSTR-09	G1	1.35	SLUSTR-15	G1	1.35
SLUSTR-03	Qw_y	0.9	SLUSTR-09	G2	1.5	SLUSTR-15	G2	1.5
SLUSTR-03	Qser	1.45	SLUSTR-09	B1-SW2	1.45	SLUSTR-15	B1-SW2	0.8
SLUSTR-03	Qw_z	0.9	SLUSTR-09	Qw_y	0.9	SLUSTR-15	Qw_y	0.78
SLUSTR-03	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-09	B1-FR/AVV	1.45	SLUSTR-15	B1-FR/AVV	-0.8
SLUSTR-03	Mw_x	0.9	SLUSTR-09	Qser	1.45	SLUSTR-15	Qser	0.8
SLUSTR-04	G1	1.35	SLUSTR-09	Qw_z	0.9	SLUSTR-15	Qw_z	0.78
SLUSTR-04	G2	1.5	SLUSTR-09	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-15	TERM-IMP	1.5
SLUSTR-04	B1-LM71	1.45	SLUSTR-09	Mw_x	0.9	SLUSTR-15	Mw_x	0.78
SLUSTR-04	Qw_y	0.9	SLUSTR-10	G1	1.35	SLUSTR-16	G1	1.35
SLUSTR-04	B1-FR/AVV	-1.45	SLUSTR-10	G2	1.5	SLUSTR-16	G2	1.5
SLUSTR-04	Qser	1.45	SLUSTR-10	B1-LM71	0.8	SLUSTR-16	B1-LM71	0.8
SLUSTR-04	Qw_z	0.9	SLUSTR-10	Qw_y	0.78	SLUSTR-16	Qw_y	0.78
SLUSTR-04	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-10	Qser	0.8	SLUSTR-16	B1-FR/AVV	0.8
SLUSTR-04	Mw_x	0.9	SLUSTR-10	Qw_z	0.78	SLUSTR-16	Qser	0.8
SLUSTR-05	G1	1.35	SLUSTR-10	TERM-IMP	1.5	SLUSTR-16	Qw_z	0.78
SLUSTR-05	G2	1.5	SLUSTR-10	Mw_x	0.78	SLUSTR-16	TERM-IMP	1.5
SLUSTR-05	B1-SW0	1.45	SLUSTR-11	G1	1.35	SLUSTR-16	Mw_x	0.78
SLUSTR-05	Qw_y	0.9	SLUSTR-11	G2	1.5	SLUSTR-17	G1	1.35
SLUSTR-05	B1-FR/AVV	-1.45	SLUSTR-11	B1-SW0	0.8	SLUSTR-17	G2	1.5
SLUSTR-05	Qser	1.45	SLUSTR-11	Qw_y	0.78	SLUSTR-17	B1-SW0	0.8
SLUSTR-05	Qw_z	0.9	SLUSTR-11	Qser	0.8	SLUSTR-17	Qw_y	0.78
SLUSTR-05	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-11	Qw_z	0.78	SLUSTR-17	B1-FR/AVV	0.8
SLUSTR-05	Mw_x	0.9	SLUSTR-11	TERM-IMP	1.5	SLUSTR-17	Qser	0.8
SLUSTR-06	G1	1.35	SLUSTR-11	Mw_x	0.78	SLUSTR-17	Qw_z	0.78
SLUSTR-06	G2	1.5	SLUSTR-12	G1	1.35	SLUSTR-17	TERM-IMP	1.5
SLUSTR-06	B1-SW2	1.45	SLUSTR-12	G2	1.5	SLUSTR-17	Mw_x	0.78
SLUSTR-06	Qw_y	0.9	SLUSTR-12	B1-SW2	0.8	SLUSTR-18	G1	1.35
SLUSTR-06	B1-FR/AVV	-1.45	SLUSTR-12	Qw_y	0.78	SLUSTR-18	G2	1.5
SLUSTR-06	Qser	1.45	SLUSTR-12	Qser	0.8	SLUSTR-18	B1-SW2	0.8
SLUSTR-06	Qw_z	0.9	SLUSTR-12	Qw_z	0.78	SLUSTR-18	Qw_y	0.78
SLUSTR-06	TERM-IMP	0.9	SLUSTR-12	TERM-IMP	1.5	SLUSTR-18	B1-FR/AVV	0.8
SLUSTR-06	Mw_x	0.9	SLUSTR-12	Mw_x	0.78	SLUSTR-18	Qser	0.8
						SLUSTR-18	Qw_z	0.78
						SLUSTR-18	TERM-IMP	1.5
						SLUSTR-18	Mw_x	0.78

Viadotto VI02
 Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	32 di 83

SLUSTR-19	G1	1.35
SLUSTR-19	G2	1.5
SLUSTR-19	Qw_y	1.5
SLUSTR-19	Qw_z	1.5
SLUSTR-19	TERM-IMP	0.9
SLUSTR-19	Mw_x	1.5
SLUSTR-20	G1	1.35
SLUSTR-20	G2	1.5
SLUSTR-20	Qw_y	0.9
SLUSTR-20	Qw_z	0.9
SLUSTR-20	TERM-IMP	0.9
SLUSTR-20	Mw_x	0.9
SLUSTR-20	Qm	1.5
SLUSIS-01	G1	1
SLUSIS-01	G2	1
SLUSIS-01	SISMA_X	1
SLUSIS-01	SISMA_Y	0.3
SLUSIS-01	SISMA_Z	0.3
SLUSIS-01	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-01	B1-LM71	0.2
SLUSIS-02	G1	1
SLUSIS-02	G2	1
SLUSIS-02	SISMA_X	0.3
SLUSIS-02	SISMA_Y	1
SLUSIS-02	SISMA_Z	0.3
SLUSIS-02	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-02	B1-LM71	0.2
SLUSIS-03	G1	1
SLUSIS-03	G2	1
SLUSIS-03	SISMA_X	0.3
SLUSIS-03	SISMA_Y	0.3
SLUSIS-03	SISMA_Z	1
SLUSIS-03	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-03	B1-LM71	0.2
SLUSIS-04	G1	1
SLUSIS-04	G2	1
SLUSIS-04	SISMA_X	1
SLUSIS-04	SISMA_Y	0.3
SLUSIS-04	SISMA_Z	0.3
SLUSIS-04	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-04	B1-SW2	0.2

SLUSIS-05	G1	1
SLUSIS-05	G2	1
SLUSIS-05	SISMA_X	0.3
SLUSIS-05	SISMA_Y	1
SLUSIS-05	SISMA_Z	0.3
SLUSIS-05	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-05	B1-SW2	0.2
SLUSIS-06	G1	1
SLUSIS-06	G2	1
SLUSIS-06	SISMA_X	0.3
SLUSIS-06	SISMA_Y	0.3
SLUSIS-06	SISMA_Z	1
SLUSIS-06	TERM-IMP	0.5
SLUSIS-06	B1-SW2	0.2

8 MODELLAZIONE NUMERICA

Il calcolo dell'impalcato è stato svolto utilizzando il programma di calcolo SAP2000 vers. 21, schematizzandolo con un modello tridimensionale.

Ai fini delle analisi dell'impalcato, sono stati sviluppati due modelli di calcolo, denominati nel prosieguo “Modello di Calcolo 1” e “Modello di Calcolo 2”.

Entrambi i suddetti modelli di calcolo constano di soli elementi “frame”, che formano un grigliato di travi.

Nel Modello di Calcolo 1”, utilizzato ai fini delle verifiche di resistenza, le travi principali sono costituite dai soli profili HEM800, senza calcestruzzo collaborante.

Nel “Modello di Calcolo 2”, utilizzato ai fini delle verifiche di deformabilità, le travi principali sono costituite dai profili HEM800 e dal calcestruzzo collaborante omogeneizzato ad acciaio.

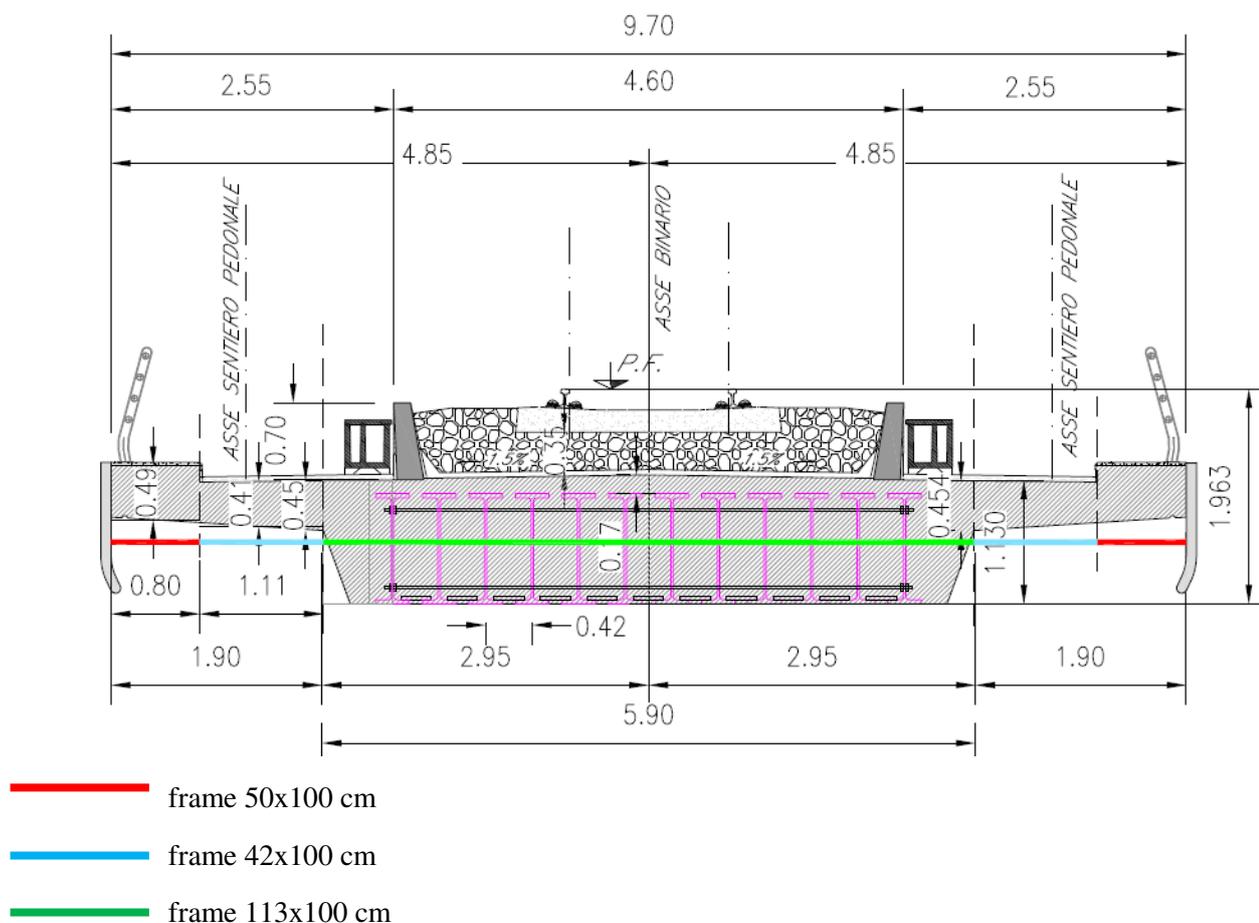


Figura 8: Schematizzazione modello di calcolo

L'impalcato viene analizzato assimilandolo ad una griglia piana composta da aste longitudinali che rappresentano le travi in acciaio HEM e da aste trasversali che schematizzano il getto in cls nella zona delle travi e nelle zone degli sbalzi laterali.

Nelle figure di seguito riportatano i modelli tridimensionali implementati.

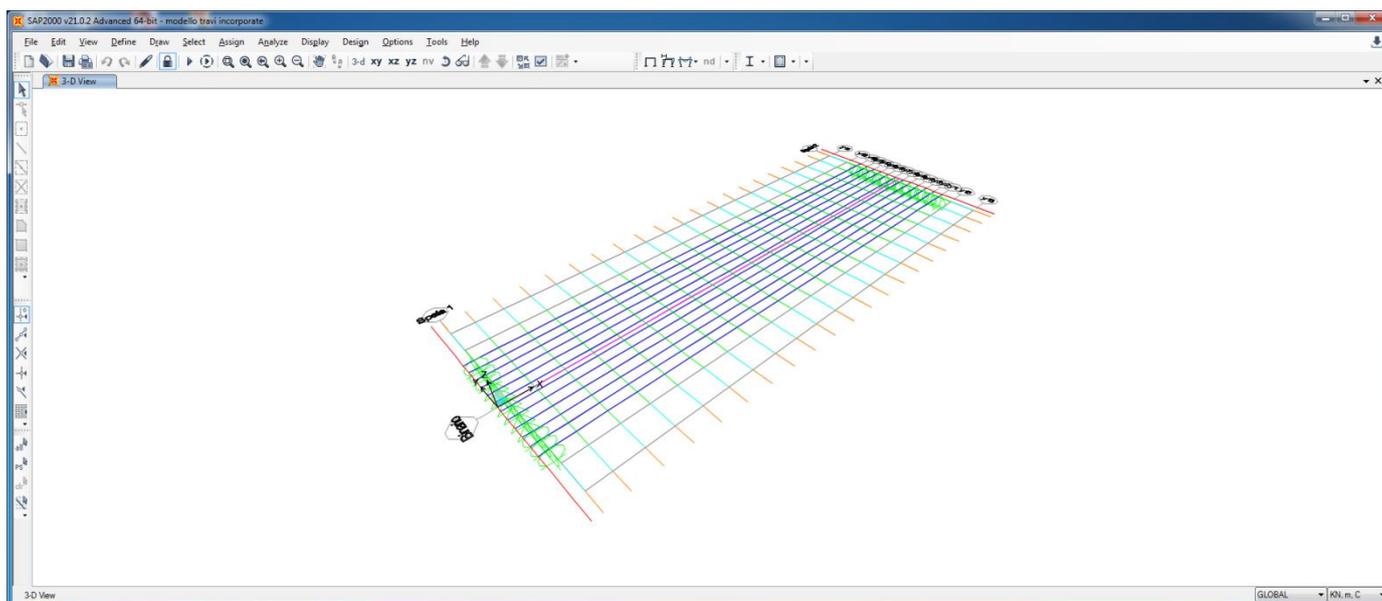


Figura 9: Modello di calcolo 1

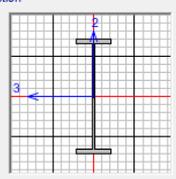
Section Name	HE1000M	Display Color	<input checked="" type="checkbox"/>
Section Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>		
Extract Data from Section Property File			
<input type="button" value="Open File..."/>	c:\program files\computers and structures\sap2000 21\neuro.pro		<input type="button" value="Import..."/>
Dimensions		Section	
Outside height (t3)	1.008		
Top flange width (t2)	0.302		
Top flange thickness (tf)	0.04		
Web thickness (tw)	0.021		
Bottom flange width (t2b)	0.302		
Bottom flange thickness (tfb)	0.04		
Material	S355	Properties	
<input type="button" value="Set Modifiers..."/>		<input type="button" value="Section Properties..."/>	
		<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>	
		Properties	
Cross-section (axial) area	0.0444	Section modulus about 3 axis	0.0143
Moment of Inertia about 3 axis	7.223E-03	Section modulus about 2 axis	1.223E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1.846E-04	Plastic modulus about 3 axis	0.0166
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	1.940E-03
Shear area in 2 direction	0.0212	Radius of Gyration about 3 axis	0.4033
Shear area in 3 direction	0.0201	Radius of Gyration about 2 axis	0.0645
Torsional constant	1.713E-05	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 10: Sezione trave

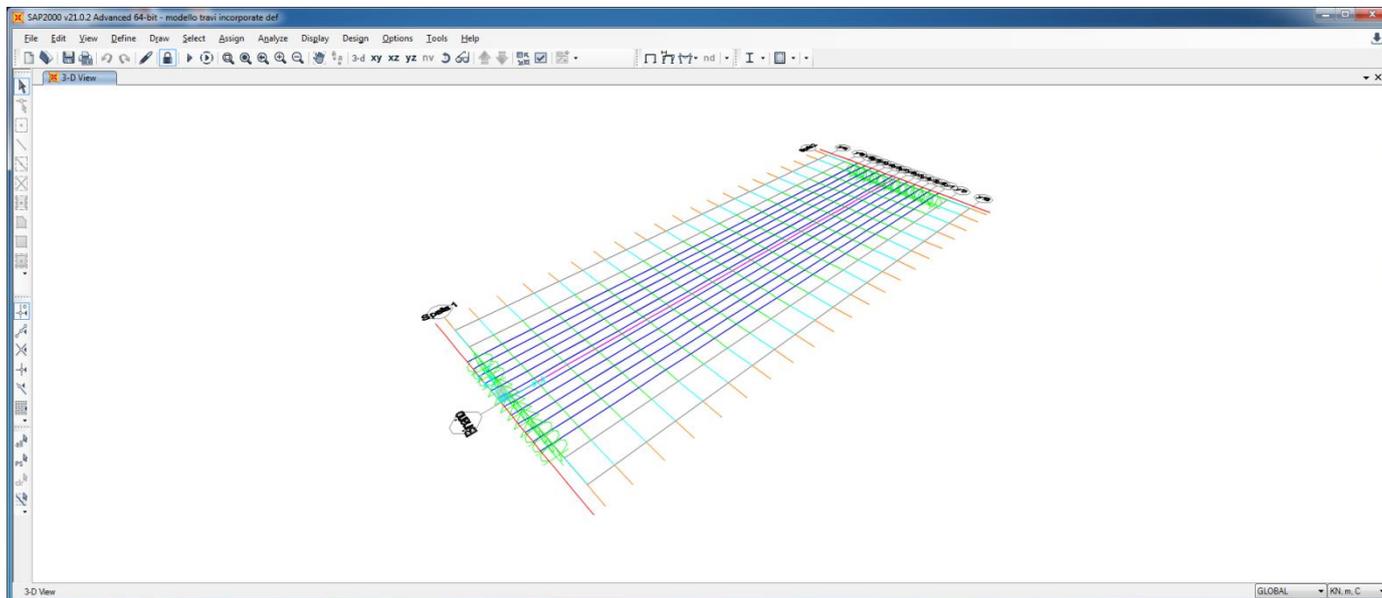


Figura 11: Modello di calcolo 2

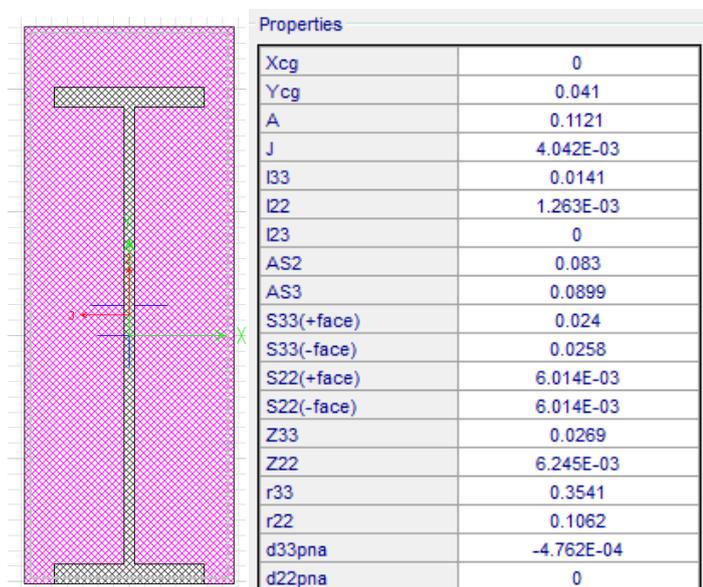


Figura 12: Sezione trave omogeneizzata

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO. MACROFASE FUNZIONALE 1 LOTTO 02					
<i>Viadotto VI02</i> <i>Relazione di calcolo impalcato</i>	COMMESSA RS3H	LOTTO 02	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL VI0208 001	REV. A	FOGLIO 36 di 83

8.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo SAP2000

Versione 21.0.2 advanced

Distributore CSI Italia

8.2 Tipo di analisi svolta (paragrafo 10.2 del DM 17-01-18)

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio di un codice di calcolo automatico SAP 2000 v21.0.2.

Gli elementi costituenti la struttura dell'impalcato sono stati modellati utilizzando elementi *frame* e sono stati definiti avvalendo l'ipotesi di materiale elastico lineare isotropo in un campo di piccoli spostamenti e deformazioni.

Il calcolo statico della struttura e la verifica delle strutture è stato eseguito secondo *i metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni*.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare con spettro secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

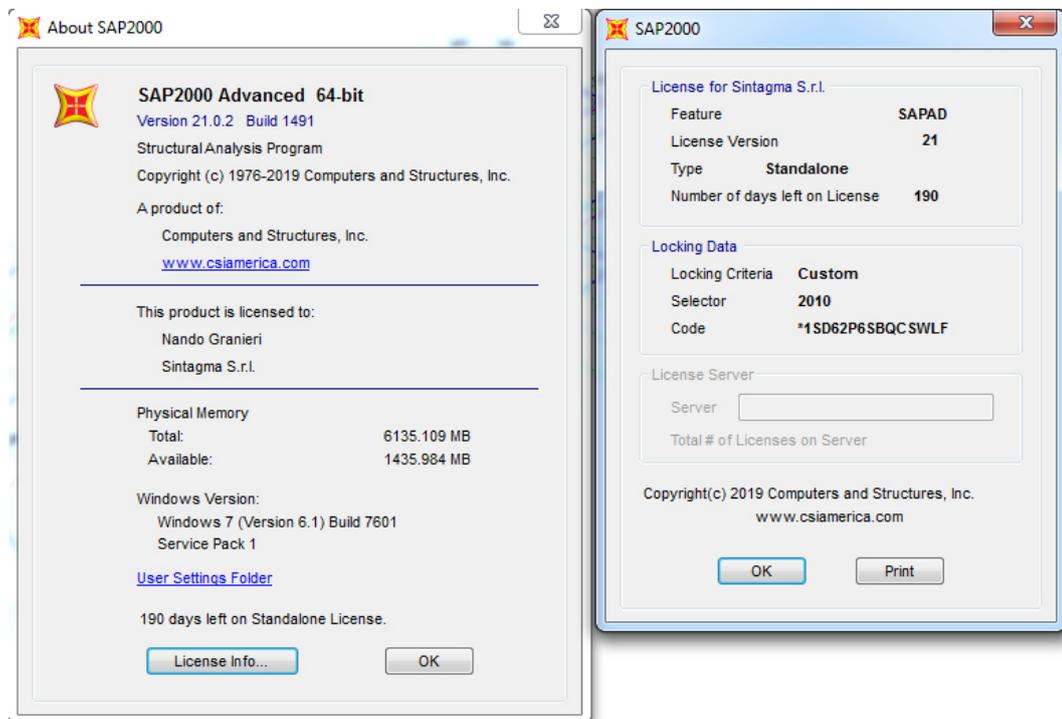
Il codice di calcolo SAP è fornito dalla C.S.I. Italia e correttamente licenziato nella versione 21.0.2.

8.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

Come detto, per la risoluzione del modello di calcolo si è fatto uso del programma di calcolo SAP2000 NL

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:



Il produttore fornisce idonea documentazione utile al corretto uso del programma. Sul sito del produttore e' inoltre possibile scaricare la necessaria documentazione utile alla validazione del programma.

8.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

8.5 Carichi applicati

Si riportano solamente i carichi applicati al Modello di calcolo 1.

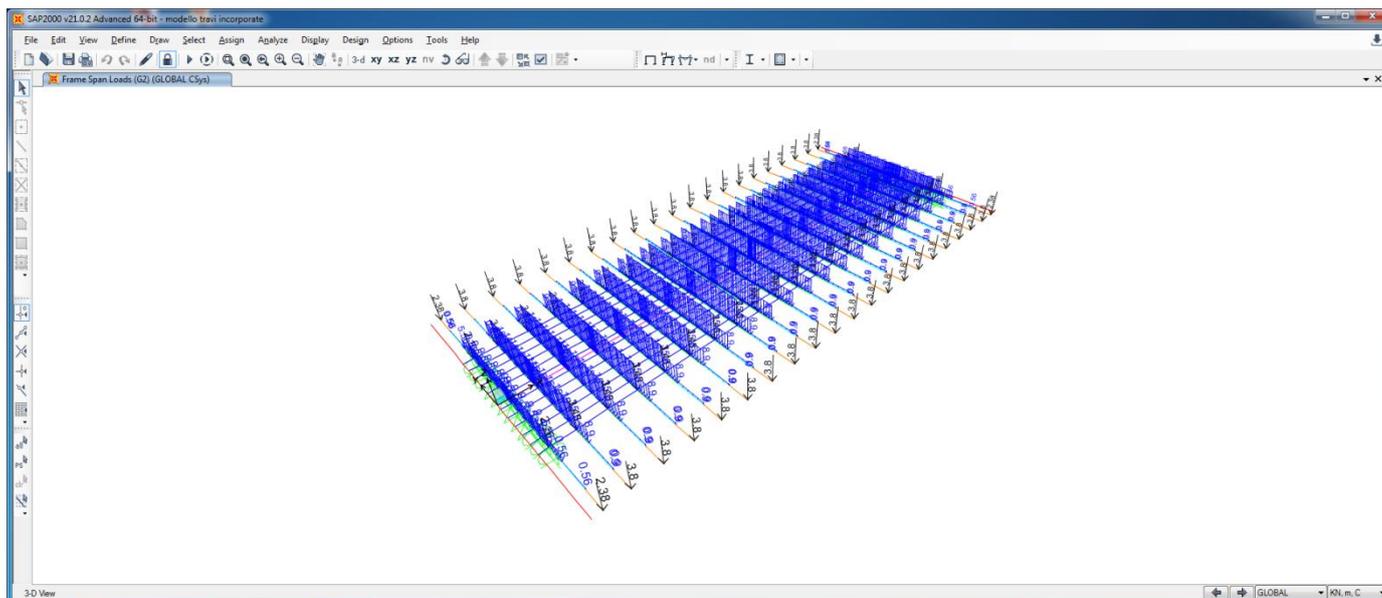


Figura 13: Permanente

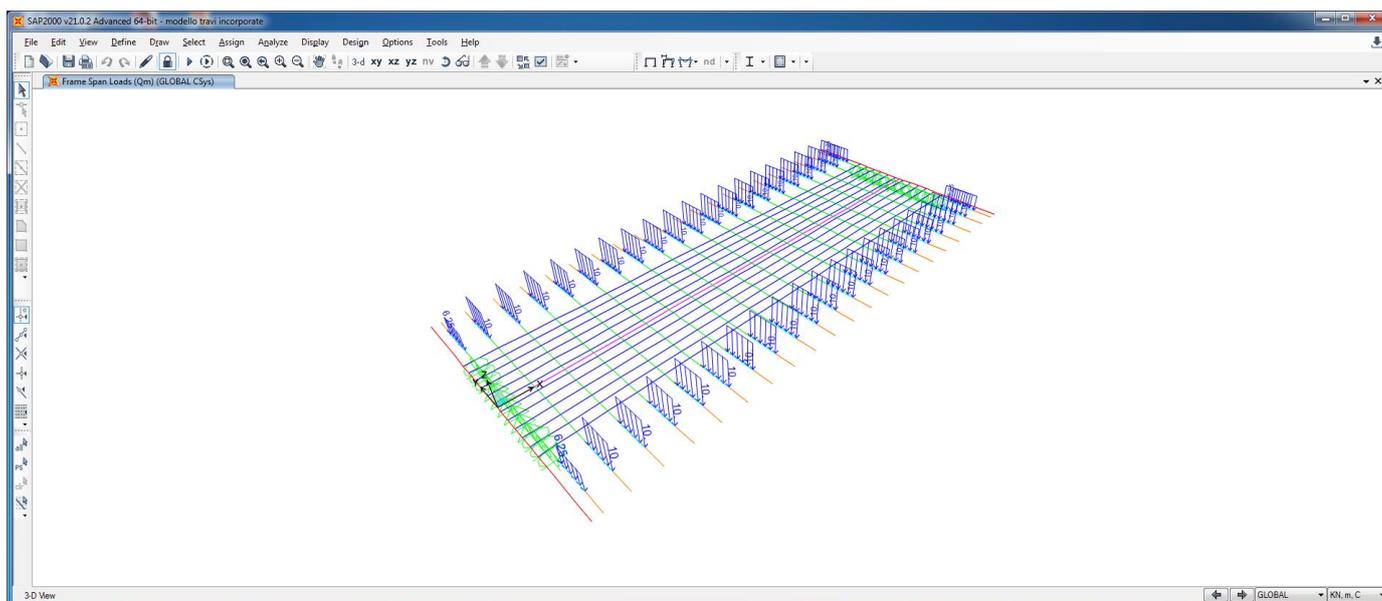


Figura 14: Carico marciapiede

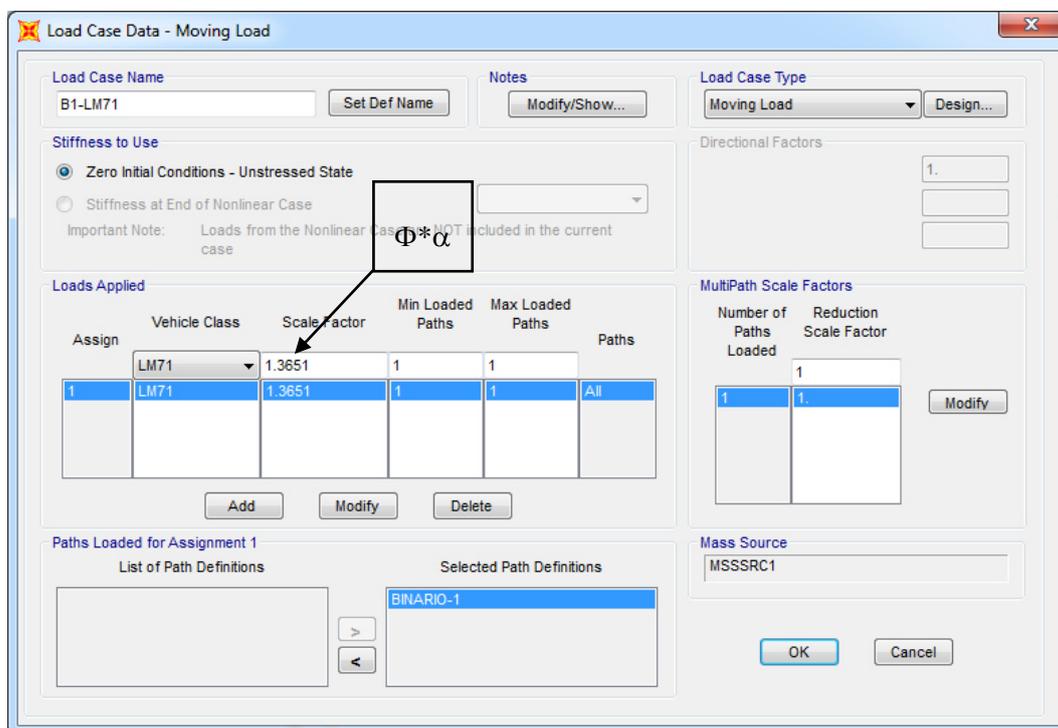
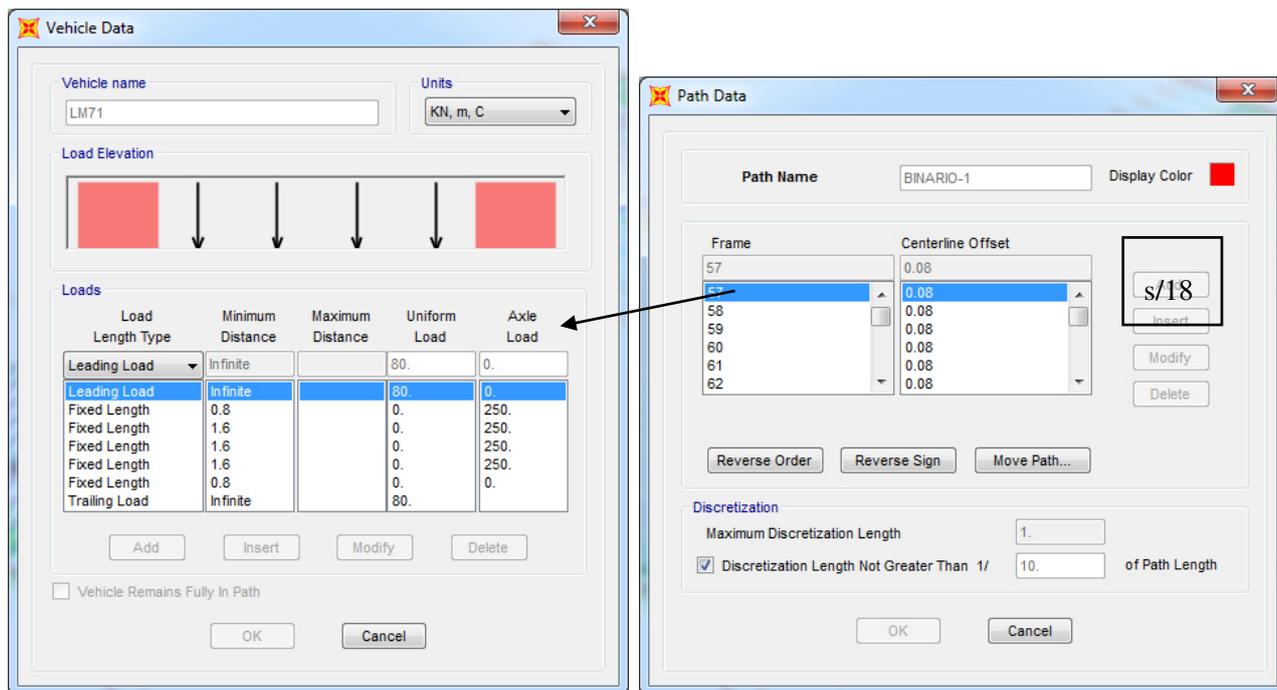
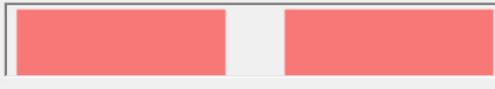


Figura 15: Treno di carico LM71

Vehicle Data

Vehicle name: SW2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25.		150.	0.
Fixed Length	25.		150.	0.
Fixed Length	7.		0.	0.
Fixed Length	25.		150.	0.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: B1-SW2 Notes: Modify/Show... Load Case Type: Moving Load Design...

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Loads Applied

Assign	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths
1	SW2	1.241	1	1	All

Buttons: Add, Modify, Delete

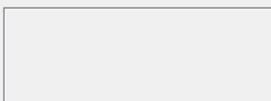
MultiPath Scale Factors

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1.

Modify

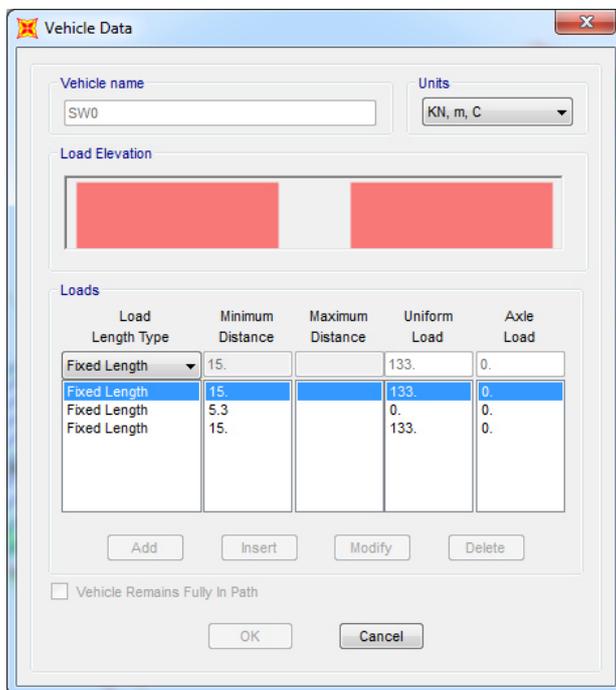
Mass Source: MSSSRC1

Paths Loaded for Assignment 1

List of Path Definitions:  Selected Path Definitions: BINARIO-1

Buttons: OK, Cancel

Figura 16: Treno di carico SW2



Vehicle Data

Vehicle name: SW0 Units: KN, m, C

Load Elevation: [Diagram showing two red rectangular load areas]

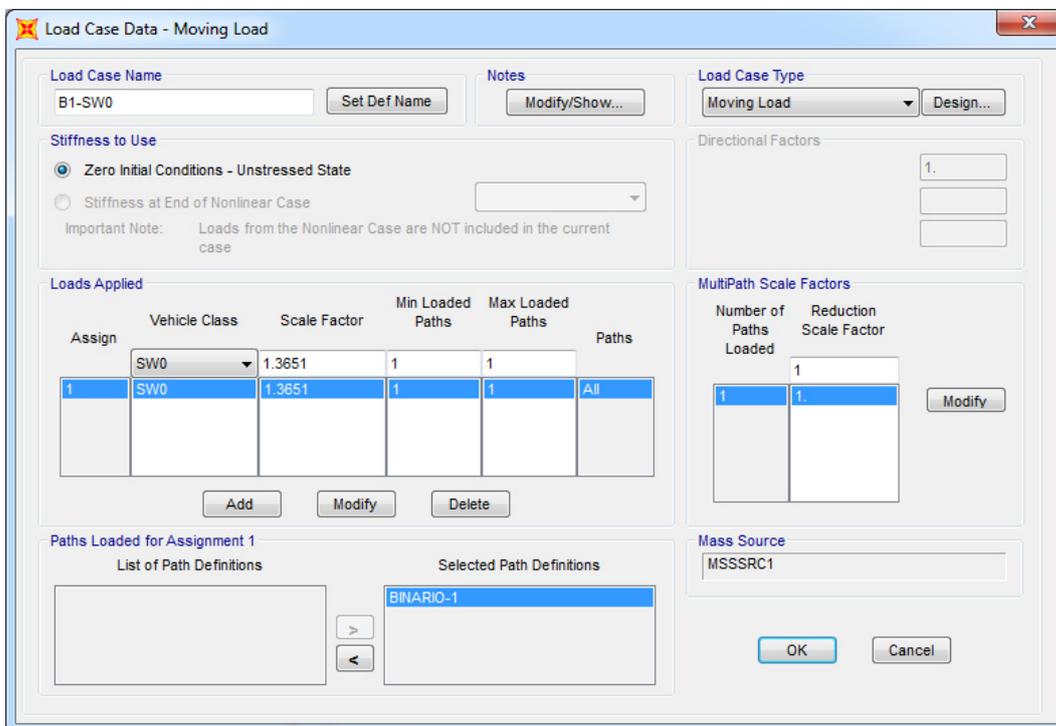
Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	15.		133.	0.
Fixed Length	15.		133.	0.
Fixed Length	5.3		0.	0.
Fixed Length	15.		133.	0.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel



Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: B1-SW0 Notes: Modify/Show... Load Case Type: Moving Load Design...

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Loads Applied:

Assign	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths
1	SW0	1.3651	1	1	All

Buttons: Add, Modify, Delete

MultiPath Scale Factors:

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1.

Button: Modify

Mass Source: MSSSRC1

Buttons: OK, Cancel

Figura 17: Treno di carico SW0

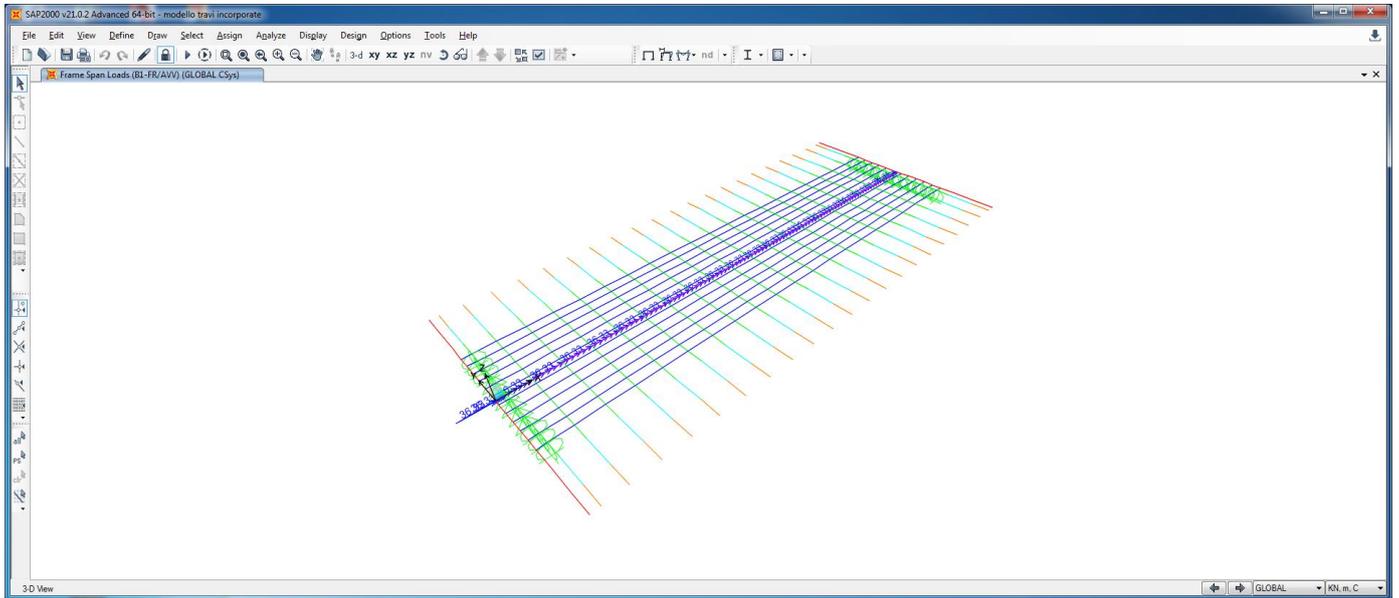


Figura 18: Frenatura/Avviamento

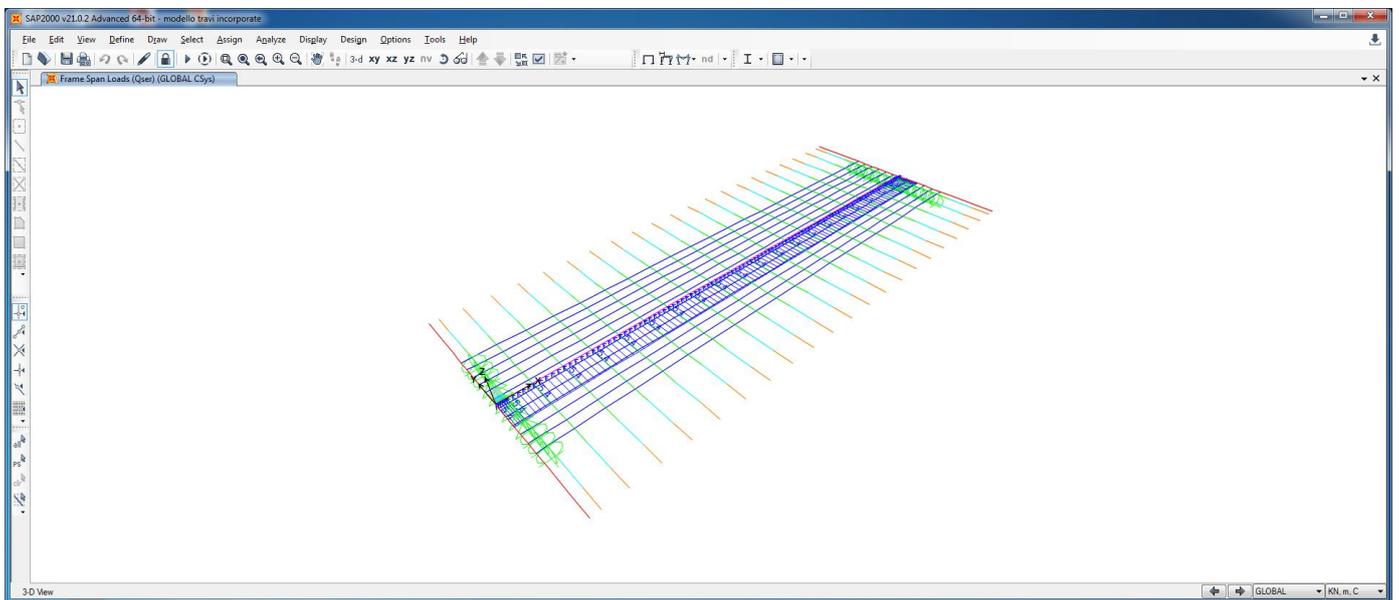


Figura 19: Serpeggio

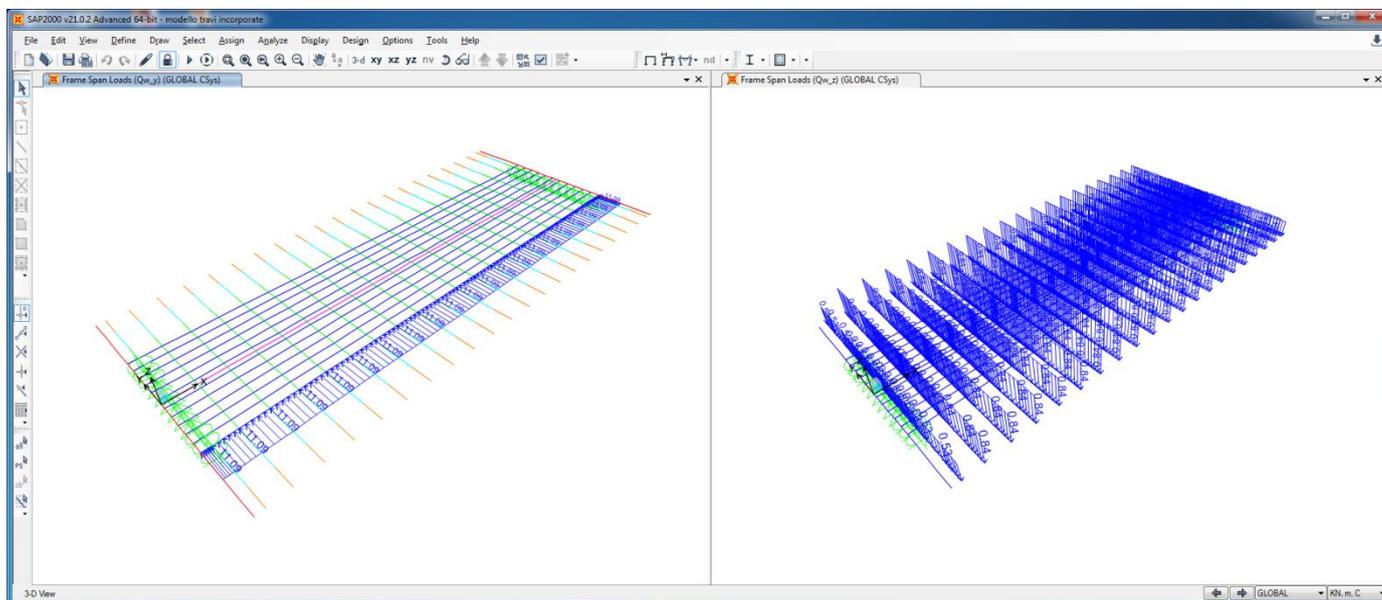


Figura 20: Vento orizzontale y - Vento verticale z

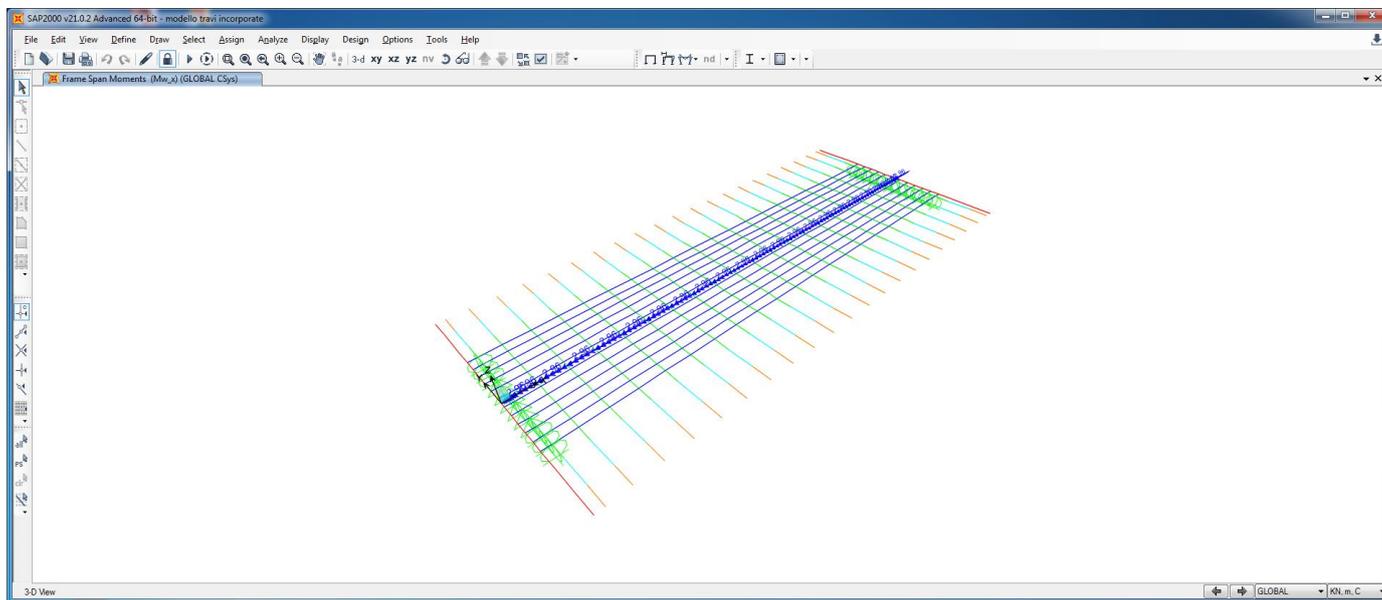


Figura 21: Vento : Momento Mx

8.6 Sollecitazioni di progetto

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione massimi ottenuti dal Modello di calcolo 1.

Travi principali HEM1000

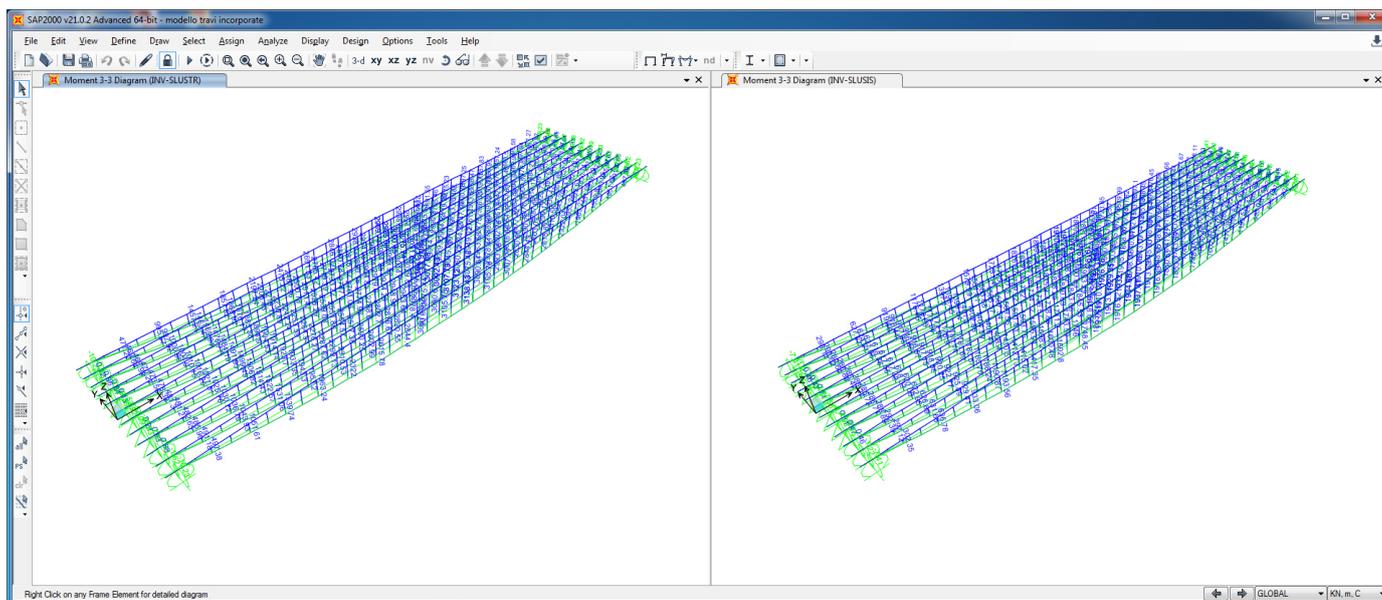


Figura 22: Momento flettente M33 - Combo SLUSTR - SLUSIS

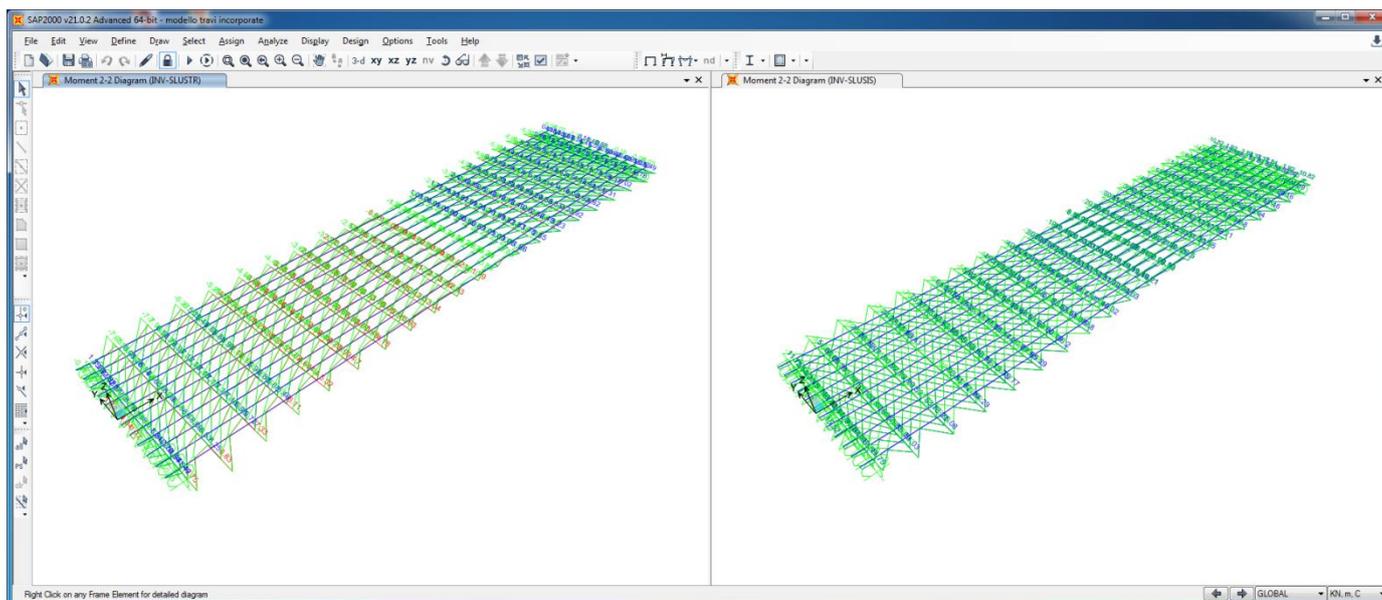


Figura 23: Momento flettente M22 - Combo SLUSTR - SLUSIS

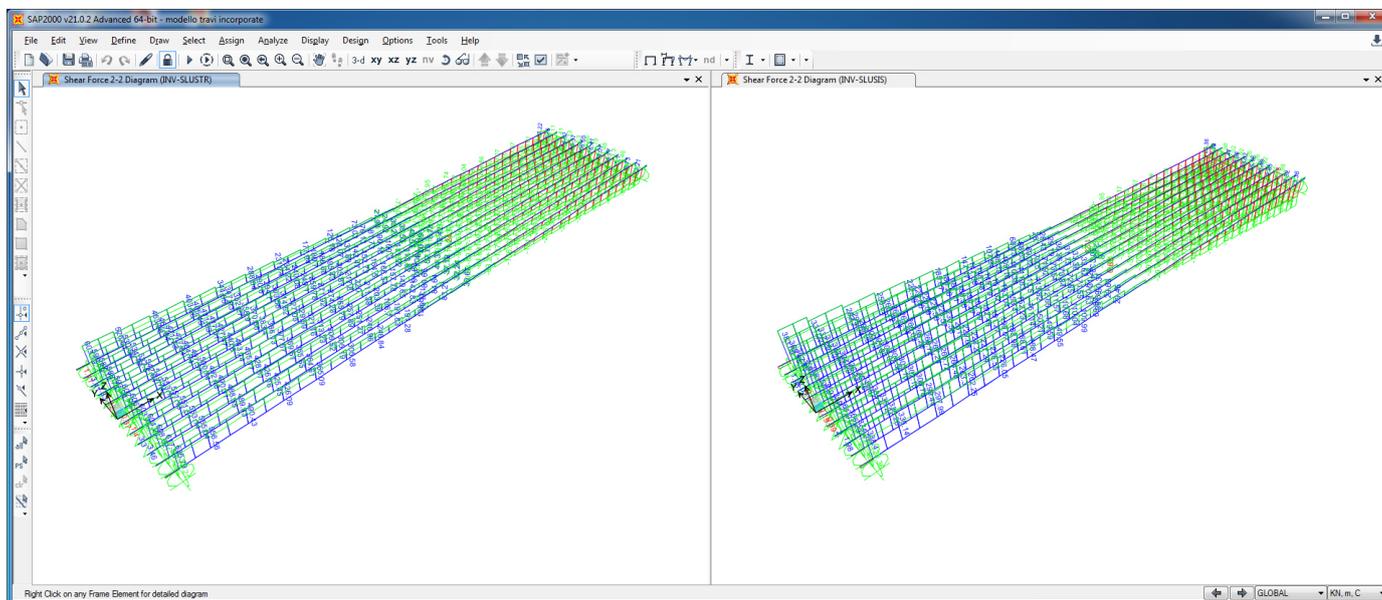


Figura 24: Taglio V22 - Combo SLUSTR - SLUSIS

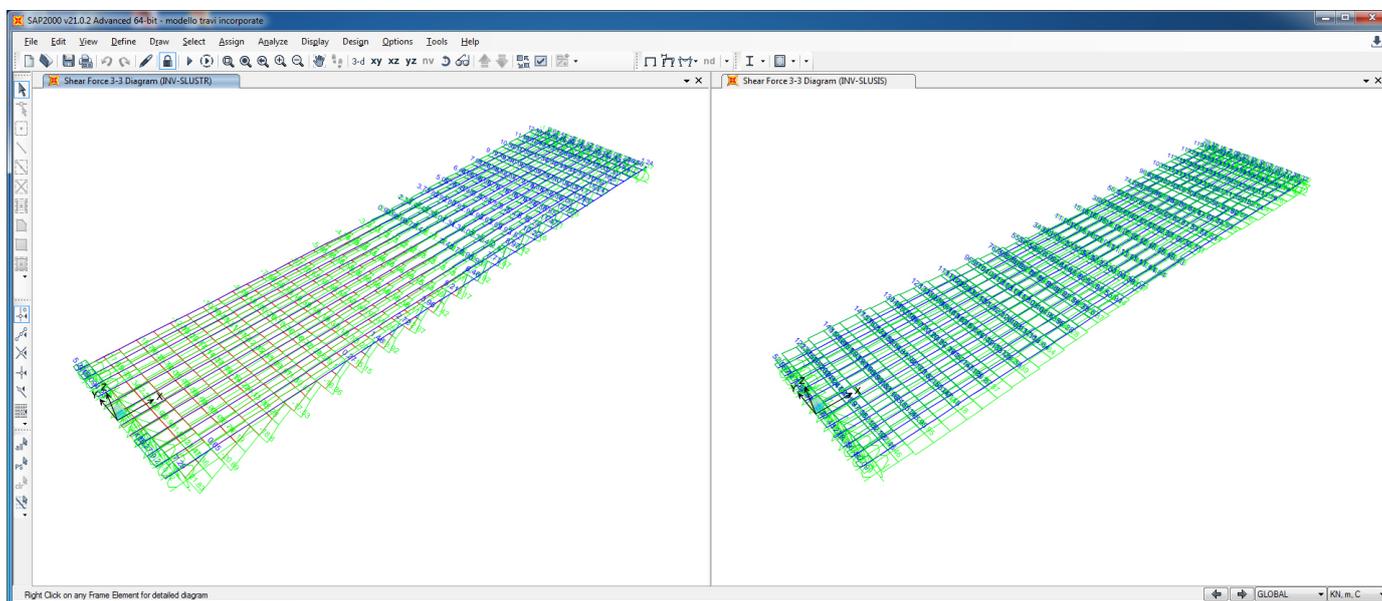


Figura 25: Taglio V33 - Combo SLUSTR - SLUSIS

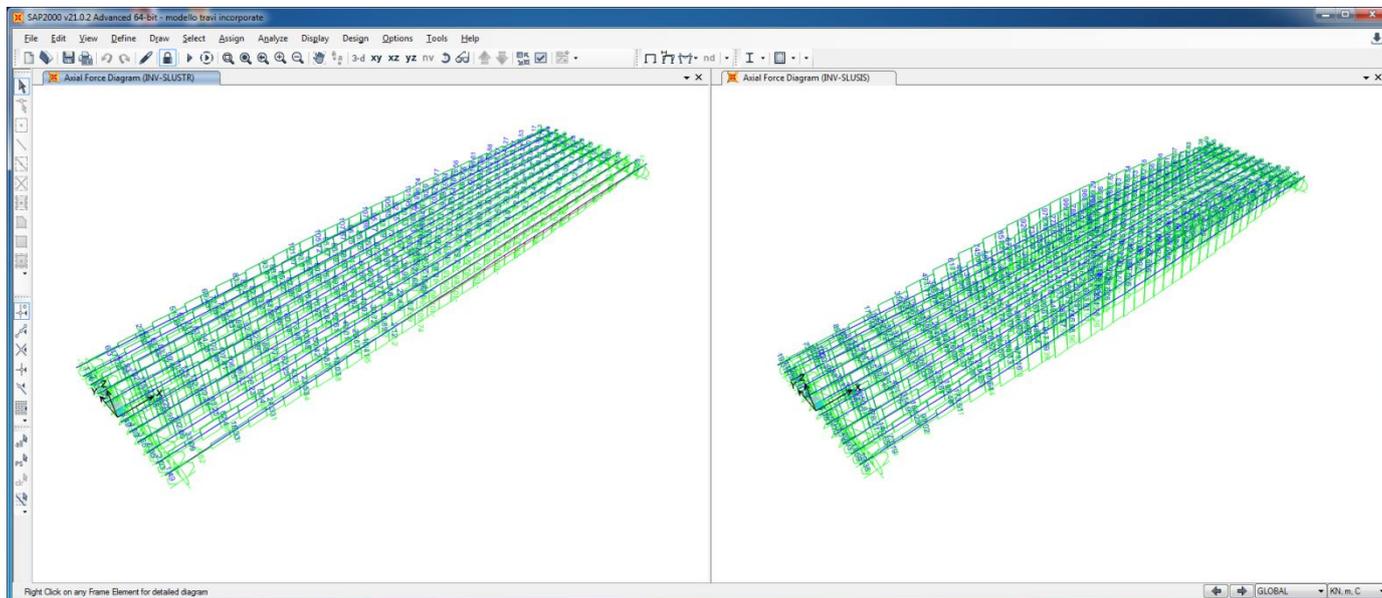


Figura 26: Sforzo assiale P - Combo SLUSTR - SLUSIS

Trasversi

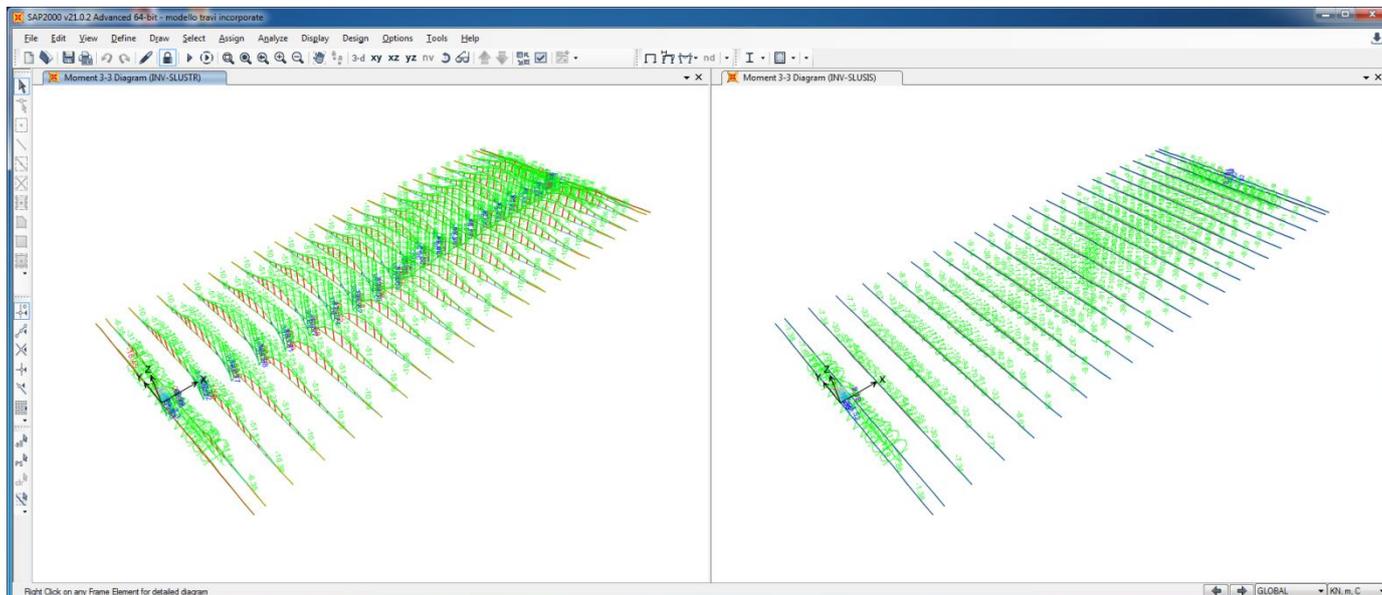


Figura 27: Momento flettente M33 - Combo SLUSTR - SLUSIS

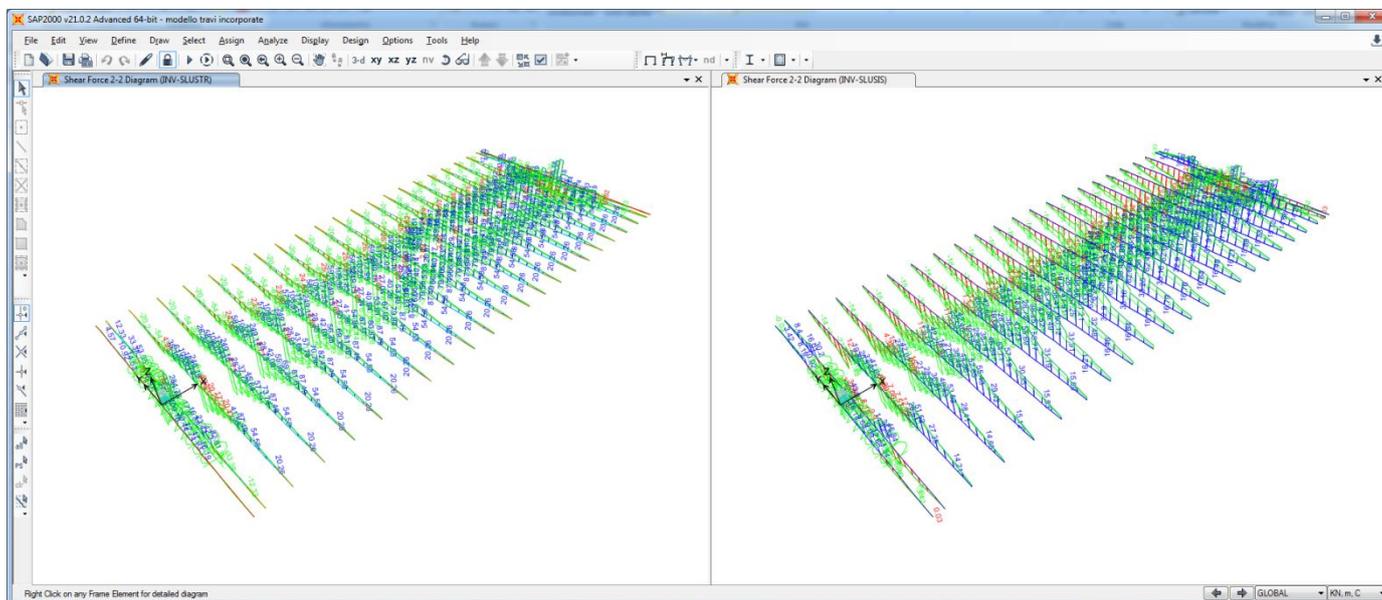


Figura 28: Taglio V22 - Combo SLUSTR - SLUSIS

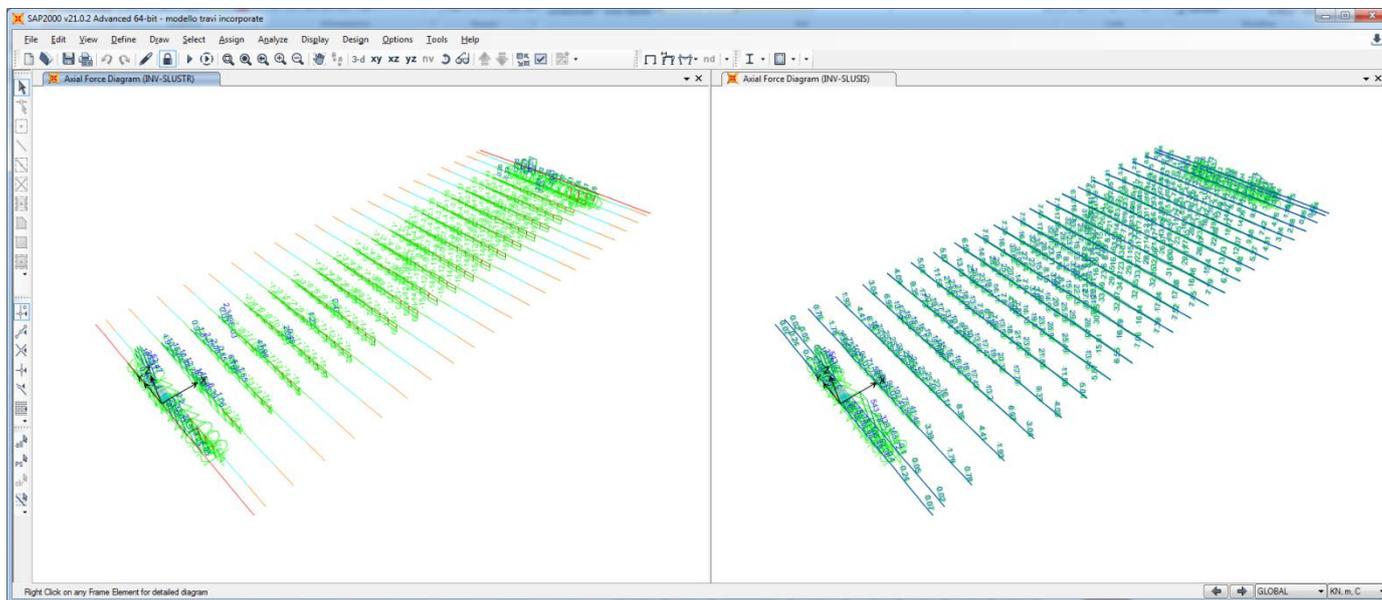


Figura 29: Sforzo assiale P - Combo SLUSTR - SLUSIS

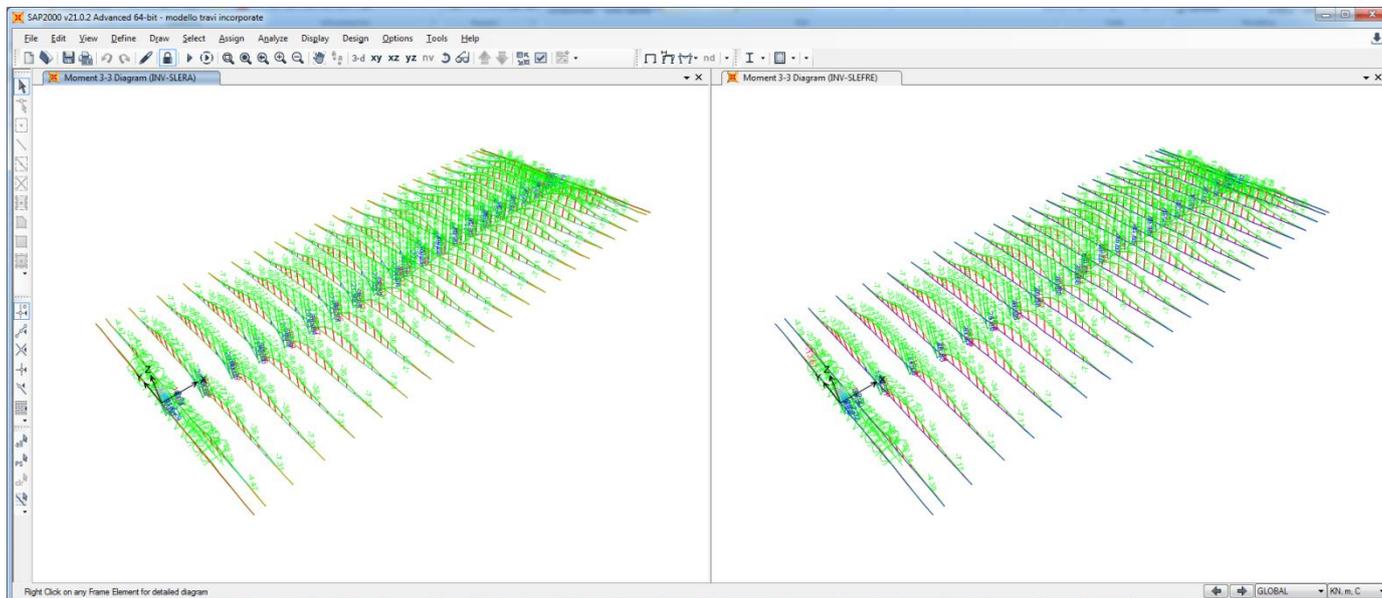


Figura 30: Momento flettente M33 - Combo SLERA - SLEFRE

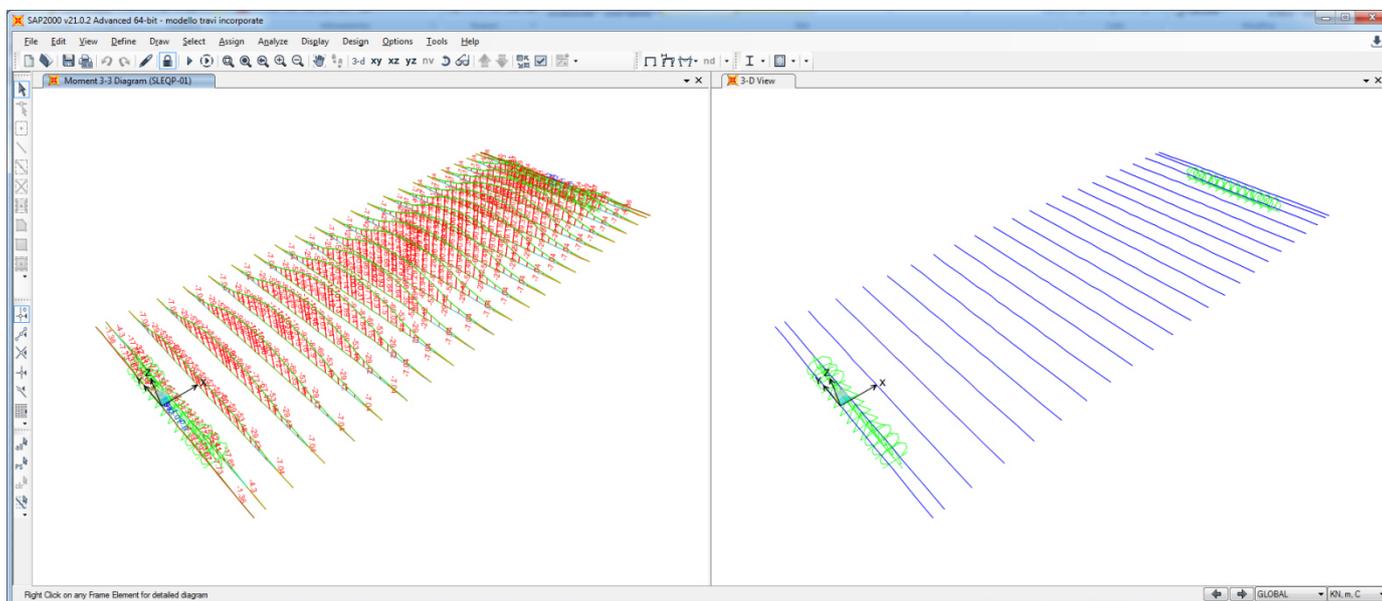


Figura 31: Momento flettente M33 - Combo SLEQP

8.7 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

Con riferimento alla figura seguente si riportano gli scarichi massimi dell'impalcato agenti sulla spalla fissa:

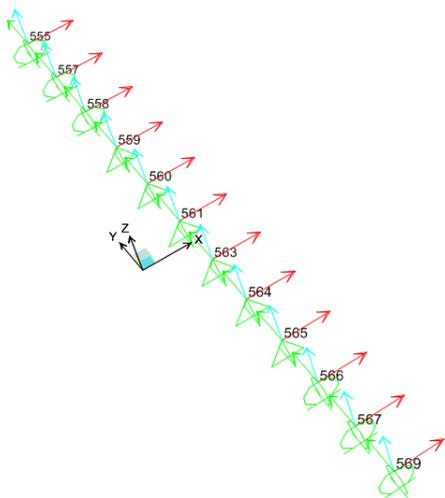


TABLE: Joint Reactions INV SLU STR

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
555	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-747.0
557	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-579.5
558	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-586.1
559	INV-SLUSTR	485.0	71.2	-595.7
560	INV-SLUSTR	87.3	19.5	-633.6
561	INV-SLUSTR	136.9	20.2	-811.5
563	INV-SLUSTR	136.8	20.2	-838.6
564	INV-SLUSTR	87.4	19.7	-657.0
565	INV-SLUSTR	485.1	78.1	-614.0
566	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-607.9
567	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-606.5
569	INV-SLUSTR	0.0	0.0	-779.9

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	SOMMA F3	PESO TOT	a_max	N° FISSI	F1 MAX	F2 MAX
Text	Text	Text	KN	KN	KN						
555	G1+G2	Combination	0	0	400.09	3567.4	7134.9	0.4066	6	483.5	241.8
557	G1+G2	Combination	0	0	276.50						
558	G1+G2	Combination	0	0	275.47						
559	G1+G2	Combination	0	0	276.29						
560	G1+G2	Combination	0	0	277.21						
561	G1+G2	Combination	0	0	277.71						
563	G1+G2	Combination	0	0	277.74						
564	G1+G2	Combination	0	0	277.28						
565	G1+G2	Combination	0	0	276.41						
566	G1+G2	Combination	0	0	275.64						
567	G1+G2	Combination	0	0	276.73						
569	G1+G2	Combination	0	0	400.38						

Viadotto VI02
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	50 di 83

TABLE: Joint Reactions INV SLU SIS

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
555	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-485.1
557	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-362.7
558	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-362.8
559	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-364.8
560	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-370.7
561	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-395.7
563	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-399.7
564	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-374.3
565	INV-SLUSIS	483.5	241.8	-367.7
566	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-366.3
567	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-367.1
569	INV-SLUSIS	0.0	0.0	-490.5

TABLE: Joint Reactions INV SLERA

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
555	INV-SLERA	0.0	0.0	-531.8
557	INV-SLERA	0.0	0.0	-410.5
558	INV-SLERA	0.0	0.0	-414.8
559	INV-SLERA	332.3	48.3	-421.5
560	INV-SLERA	60.1	13.2	-447.7
561	INV-SLERA	94.4	13.7	-570.5
563	INV-SLERA	94.3	13.8	-589.2
564	INV-SLERA	60.2	13.4	-463.9
565	INV-SLERA	332.4	52.9	-434.2
566	INV-SLERA	0.0	0.0	-430.0
567	INV-SLERA	0.0	0.0	-429.2
569	INV-SLERA	0.0	0.0	-554.6

TABLE: Joint Reactions INV SLEFRE

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
555	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-499.0
557	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-379.9
558	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-383.2
559	INV-SLEFRE	216.0	19.8	-388.8
560	INV-SLEFRE	46.1	6.5	-410.1
561	INV-SLEFRE	74.8	6.4	-508.5
563	INV-SLEFRE	74.8	6.4	-524.4
564	INV-SLEFRE	46.1	6.5	-424.2
565	INV-SLEFRE	216.0	23.6	-400.4
566	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-397.0
567	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-396.9
569	INV-SLEFRE	0.0	0.0	-519.7

TABLE: Joint Reactions INV SLEQP

Joint	OutputCase	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
555	SLEQP-01	0.0	0.0	-400.1
557	SLEQP-01	0.0	0.0	-276.5
558	SLEQP-01	0.0	0.0	-275.5
559	SLEQP-01	0.0	0.0	-276.3
560	SLEQP-01	0.0	0.0	-277.2
561	SLEQP-01	0.0	0.0	-277.7
563	SLEQP-01	0.0	0.0	-277.7
564	SLEQP-01	0.0	0.0	-277.3
565	SLEQP-01	0.0	0.0	-276.4
566	SLEQP-01	0.0	0.0	-275.6
567	SLEQP-01	0.0	0.0	-276.7
569	SLEQP-01	0.0	0.0	-400.4

9 CRITERI DI VERIFICA

ELEMENTI IN C.A.

Verifiche allo sl_u

Verifiche a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con $\epsilon_{cu}=1,0\%$.

Verifiche a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Verifiche allo sle

PONTI FERROVIARI, OPERE MINORI SOTTOBINARIO, GALLERIE ARTIFICIALI, OPERE MINORI LUNGO LINEA (muri di sostegno, muri controripa, muri imbocco sottovia e tombini.....):

Verifiche tensionali par. 2.5.1.8.3.2.1 MdP RFI

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara)

non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Verifiche a fessurazione par. 2.5.1.8.3.2.4 MdP RFI

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

TRAVI METALLICHE CAP. 4.2 NTC 2018

10 VERIFICHE IMPALCATO

10.1 VERIFICA DEL COEFFICIENTE ϕ_3

Si intende verificare la correttezza del coefficiente di amplificazione dinamica ϕ_3 determinato nel § 6.3 della presente relazione.

La frequenza propria “ n_0 ” della struttura deve ricadere all’interno del fuso rappresentato nella figura seguente.

Il limite superiore di n_0 è caratterizzato da:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (1.4.2.4.1)$$

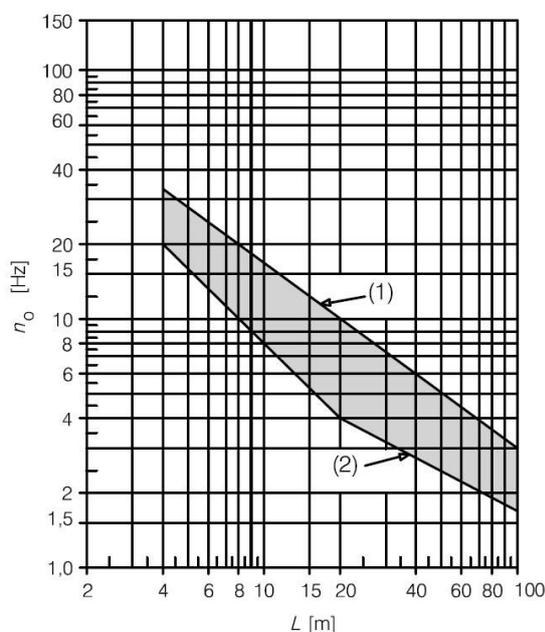
ed il limite inferiore è dato da:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$$

$$n_0 = 23,58L^{-0,592} \quad \text{per } 20\text{m} < L \leq 100\text{m} \quad (1.4.2.4.2)$$

dove:

- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte
- L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio oppure L_Φ per ponti continui.



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

Fig. 1.4.2.4-2 – Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]

Poiché l’impalcato in esame è costituito da travi semplicemente appoggiate con campata da 19.60m, i limiti del fuso sono:

- $n_{0,\text{sup}} = 94.76 \cdot L^{-0.748} = 10.233 \text{ Hz};$
- $n_{0,\text{inf}} = 80 / L = 4.08 \text{ Hz}.$

Dall’analisi modale condotta sul “Modello di Calcolo 2”, considerando le masse associate ai pesi strutturali (G1) e ai permanenti portati (G2), si ha:

$$n_0 = 4.133 \text{ Hz}^{(1)}$$

(1) Frequenza relativa al secondo modo di vibrare, che eccita l' 80% della massa in direzione Z.

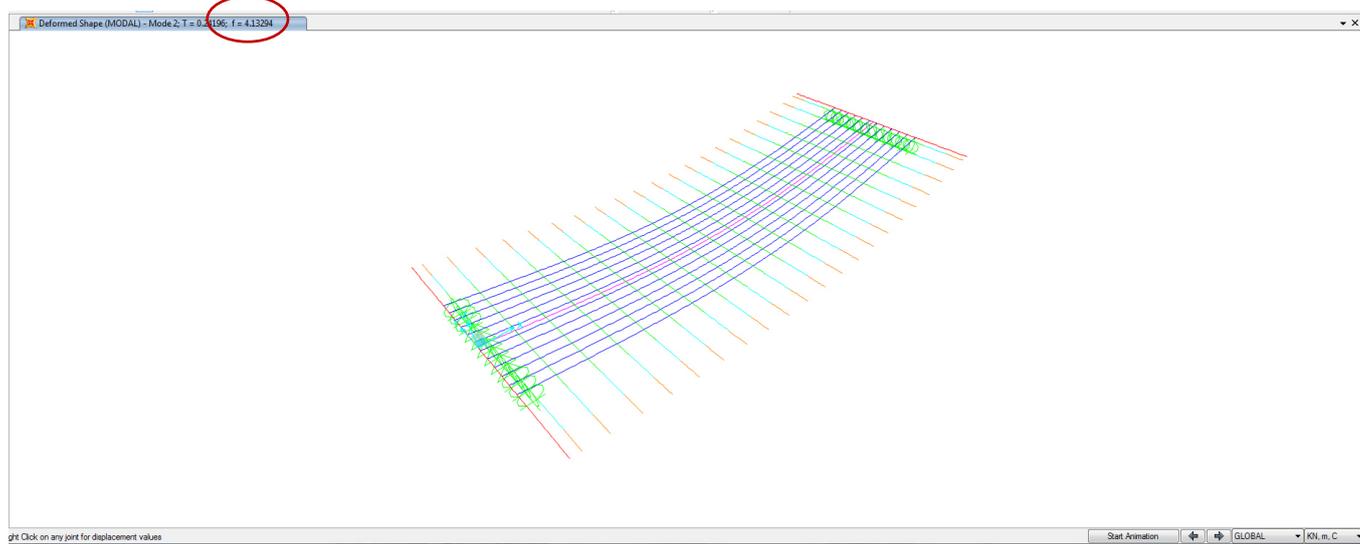


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.372	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.242	0.000	0.000	0.807	0.000	0.000	0.807
MODAL	Mode	3	0.096	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.807
MODAL	Mode	4	0.080	0.000	0.224	0.000	0.000	0.224	0.807
MODAL	Mode	5	0.079	0.000	0.000	0.000	0.000	0.224	0.807
MODAL	Mode	6	0.079	0.005	0.000	0.000	0.005	0.224	0.807
MODAL	Mode	7	0.079	0.000	0.000	0.000	0.005	0.224	0.807
MODAL	Mode	8	0.077	0.000	0.521	0.000	0.005	0.744	0.807
MODAL	Mode	9	0.063	0.000	0.000	0.000	0.005	0.744	0.807
MODAL	Mode	10	0.048	0.000	0.000	0.000	0.005	0.744	0.807
MODAL	Mode	11	0.035	0.000	0.000	0.053	0.005	0.744	0.860
MODAL	Mode	12	0.033	0.000	0.000	0.000	0.005	0.744	0.860

In definitiva risulta:

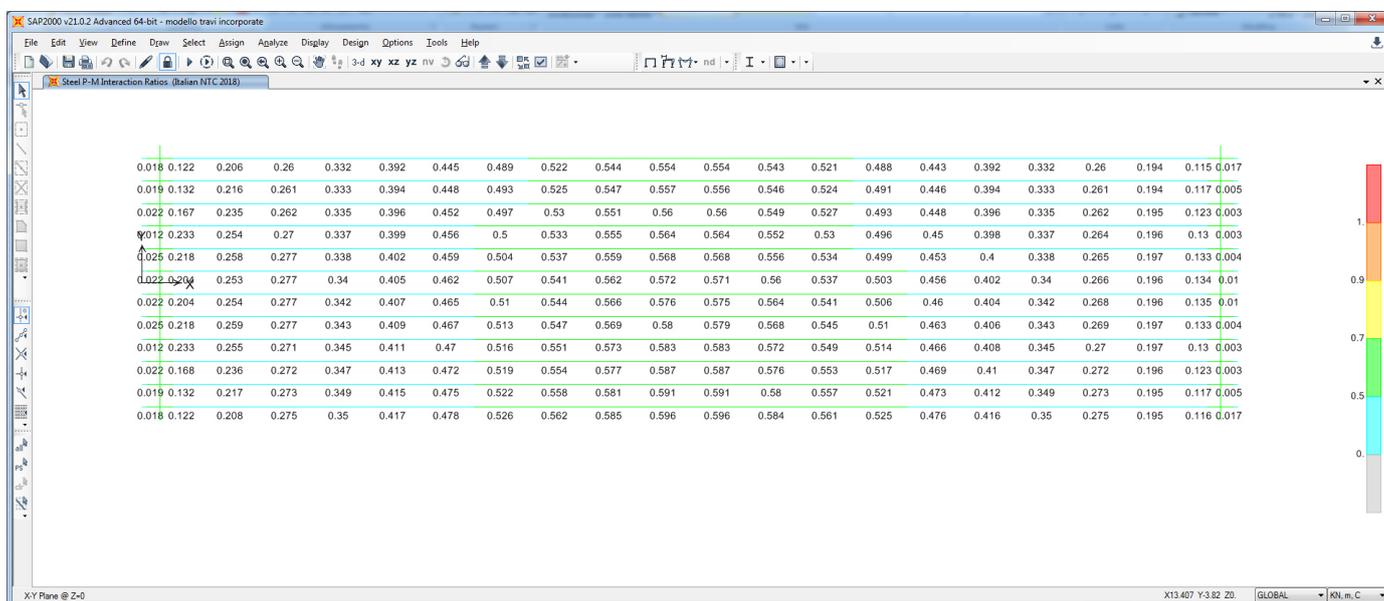
$$n_{0,inf} = 4.08 \text{ Hz} < n_0 = 4.133 \text{ Hz} < n_{0,sup} = 10.233 \text{ Hz} \quad \rightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

10.2 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI METALLICHE

La verifica di resistenza delle travi metalliche (HEM1000) è condotta in condizioni non dissipative (campo elastico); si prescinde da eventuali fenomeni instabilità locali o globali, essendo le travi incorporate nel calcestruzzo.

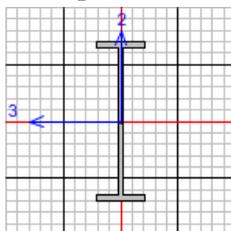
Le sollecitazioni di calcolo, dedotte dal “Modello di Calcolo 1”, sono quelle relative alle combinazioni SLUSTR (condizioni statiche) e alle combinazioni SLV (condizioni sismiche).

Nella immagine seguente sono riportati, per ciascuna trave, i coefficienti di sfruttamento massimi ottenuti dalla verifiche effettuate con il software di calcolo:



I coefficienti di sfruttamento massimi sono inferiori all'unità per tutte le travi metalliche: la verifica di resistenza delle stesse risulta quindi soddisfatta.

Di seguito si riporta le verifiche nel dettaglio della trave più sollecitata.



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 624	X Mid: 10.625	Combo: SLUSTR-06	Design Type: Beam
Length: 1.	Y Mid: -2.31	Shape: HE1000M	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 1.	Z Mid: 0.	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.1	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75	D/C Lim=0.95
Aeff=0.044	eNy=0.	eNz=0.	

Viadotto VI02
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	58 di 83

A=0.044	Iyy=0.007	iyy=0.403	Wel,yy=0.014	Weff,yy=0.014
It=1.713E-05	Izz=1.846E-04	izz=0.064	Wel,zz=0.001	Weff,zz=0.001
Iw=4.324E-05	Iyz=0.	h=1.008	Wpl,yy=0.017	Av,y=0.025
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,zz=0.002	Av,z=0.023

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.	-105.866	3138.432	0.221	-73.091	-4.049	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)

D/C Ratio: $0.596 = 0.008 + 0.587 + 0. < 0.95$ OK
 $= \frac{Ned}{(Chi_y NRk/GammaM1)} + kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk/GammaM1)$ (NTC Eq C4.2.37)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-105.866	15011.429	15011.429			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	15011.429	16303.68	545506.427	545506.427	1.	

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a 0.21	38969.472	0.636	0.748	0.876	12549.771
MajorB (y-y)	a 0.21	38969.472	0.636	0.748	0.876	12549.771
Minor (z-z)	b 0.34	382605.084	0.203	0.521	0.999	14314.02
MinorB (z-z)	b 0.34	382605.084	0.203	0.521	0.999	14314.02
Torsional TF	b 0.34	545506.427	0.17	0.509	1.	14329.091

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	3138.432	3138.432	3122.104	3125.369
Minor (z-z)	0.221	1.162	0.221	0.872

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	5602.238	5602.238	5602.238	5347.591
Minor (z-z)	655.905	655.905	655.905	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	c 0.49	0.177	0.51	1.	1.005	187484.52

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	1.	0.289	0.803	0.482

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	73.091	0.	4583.279	0.016	OK
Minor (y)	4.049	0.	4862.805	0.001	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
	4583.279	1.	0.483

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	83.214	78.6

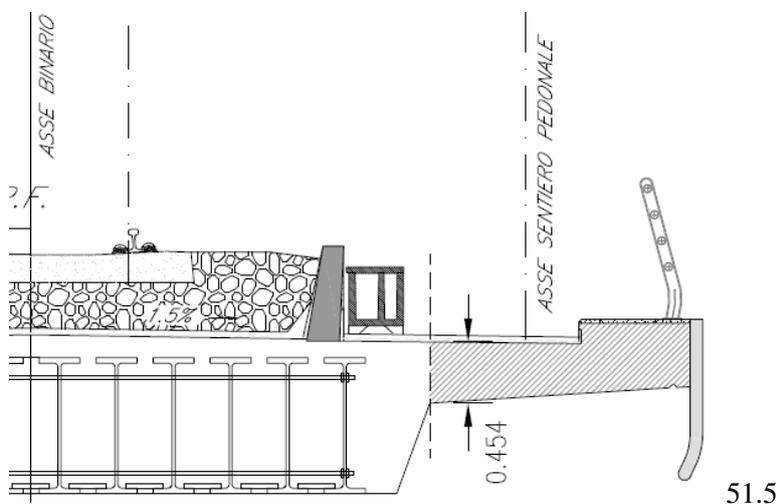
10.3 VERIFICA SBALZO

Le sollecitazioni sono dedotte dal “Modello di Calcolo 1”.

SOLLECITAZIONE		COMBINAZIONE DI CARICO			
		SLUSTR-SIS	SLERA	SLERA-FES	SLEQP
P _{MAX}	kN/m	17.2	0.0	0.0	0.0
P _{MIN}	kN/m	-17.2	0.0	0.0	0.0
M3 _{MAX}	kNm/m	0.0	0.0	0.0	0.0
M3 _{MIN}	kNm/m	-51.5	-36.5	-34.0	-29.4
V2 _{MAX}	kN/m	54.6	-	-	-

Convenzione segni:

- sforzi assiali positivi di compressione
- momenti flettenti positivi tendono le fibre lato intradosso
- sforzi di taglio in valore assoluto



Si riportano di seguito i tabulati di calcolo relativi alle verifiche a presso/tenso-flessione, eseguite con il software RC-SEC, e della verifica a taglio.

VERIFICA A FLESSIONE

CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	16	[mm]	
Diametro barre trasversali:	12	[mm]	
Classe Calcestruzzo:	C32/40		
Condizioni ambientali:	Aggressive		
Vita nominale costruzione:	75	[anni]	Incremento di 10 mm rispetto a vita nominale di 50 anni
Tolleranza di posa:	10	[mm]	

Copriferro staffe:

Copriferro nominale Netto Staffe: 50 [mm]

Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali: 62 [mm]

Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 70 [mm] Dato da assegnare nell'input delle sezioni

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: sbalzo

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.023	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	17.600	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.800	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa

Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb. Rare - Sf Limite:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	45.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Coprif. Inf. (dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif. Sup. (dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif. Lat. (dal baric. barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-51.50	0.00	0.00

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

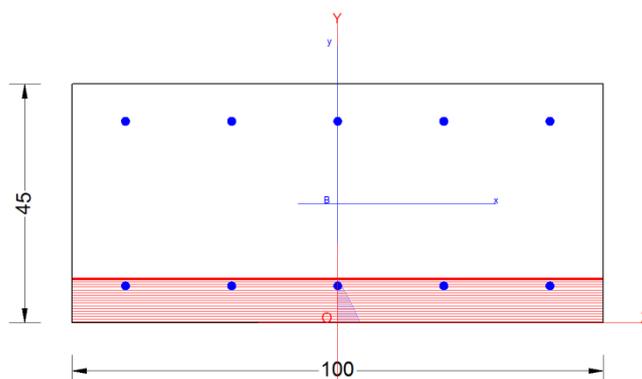
	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-36.50

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

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-34.00 (-111.76)

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

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-29.40 (-111.76)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-51.50			2.671	8.3	0.22	0.71	10.1 (6.6)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00055	0.0	0.00009	7.0	-0.00196	38.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])

Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.17	0.0	0.00	9.0	-104.6	7.0	12.0	1199	10.1	21.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = $0.6 Ss/Es$
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00065	0.00016	0.50	0.60	0.000314 (0.000314)	535	0.168 (0.20)	-111.76

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.02	0.0	0.00	9.0	-97.4	7.0	12.0	1199	10.1	21.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00060	0.00015	0.50	0.60	0.000292 (0.000292)	535	0.156 (0.30)	-111.76

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.75	0.0	0.00	9.0	-84.2	7.0	12.0	1199	10.1	21.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00013	0.50	0.40	0.000253 (0.000253)	535	0.135 (0.20)	-111.76

VERIFICA A TAGLIO

Ver

È consentito l'impiego di calcestruzzo a massa e comportamento analogo, e provviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	54.6 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C32/40	R_{ck}	40 N/mm ²
		f_{ck}	33.2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	18.81 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1.5
Altezza sezione		h	450 mm
Copriferro		c	70 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	380 mm
Area Calcestruzzo		A_c	450000 mm ²
Armatura longitudinale tesa	n	5	\varnothing 16 mm
		A_{sl}	1004.8 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0.0026 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.73 ≤ 2 ok
		V_{min}	0.29
		V_{Rd}	162.31 kN
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$		VERIFICATA

Non sono necessarie armature a taglio

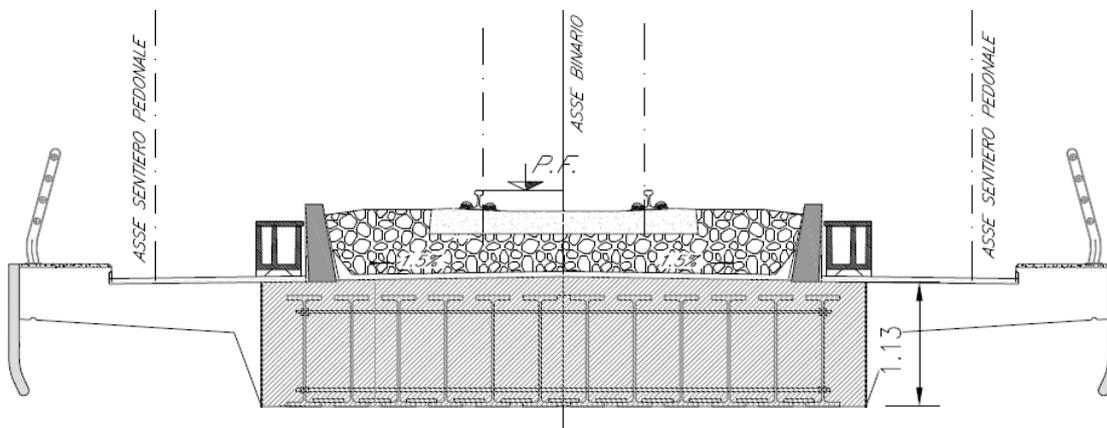
10.4 VERIFICA TRASVERSI

Le sollecitazioni sono dedotte dal “Modello di Calcolo 1”.

SOLLECITAZIONE		COMBINAZIONE DI CARICO			
		SLUSTR-SIS	SLERA	SLERA-FES	SLEQP
P _{MAX}	kN/m	544	35.6	14.57	0.0
P _{MIN}	kN/m	-544	-35.6	-18.1	0.0
M3 _{MAX}	kNm/m	132.5	89.0	62.2	0.76
M3 _{MIN}	kNm/m	-188.2	-133.3	-123.0	-103.7
V2 _{MAX}	kN/m	285.0	-	-	-

Convenzione segni:

- sforzi assiali positivi di compressione
- momenti flettenti positivi tendono le fibre lato intradosso
- sforzi di taglio in valore assoluto



Si riportano di seguito i tabulati di calcolo relativi alle verifiche a presso/tenso-flessione, eseguite con il software RC-SEC, e della verifica a taglio.

VERIFICA A FLESSIONE

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: TRASVERSO

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.023	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	17.600	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.800	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	113.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	15.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale

Viadotto VI02
 Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	67 di 83

N°Comb.	Momento torcente [kN m]			
	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-188.20	0.00	0.00
2	0.00	132.00	0.00	0.00
3	-544.00	-3.60	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-133.30
2	0.00	89.00

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

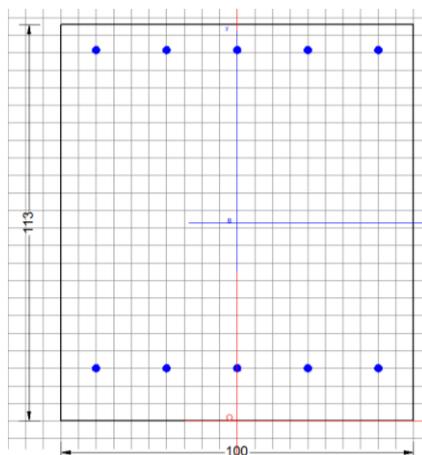
N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-123.00 (-708.84)
2	0.00	62.20 (704.21)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-103.70 (-708.84)
2	0.00	0.76 (704.21)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-188.20			3.902	19.3	0.18	0.70	19.0 (18.5)
2	S	0.00	132.00			5.172	95.2	0.18	0.70	19.0 (17.1)
3	S	-544.00	-3.60			25.087	103.4	0.10	0.70	19.0 (17.1)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00044	0.0	0.00010	15.0	-0.00196	105.7
2	0.00043	113.0	0.00026	105.7	-0.00196	15.0
3	0.00021	113.0	0.00005	105.7	-0.00196	15.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.19	0.0	0.00	21.2	-71.5	15.0	18.3	1825	19.0	17.5
2	S	0.85	113.0	0.00	93.5	-51.2	105.7	31.2	3118	19.0	17.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00039	0.00009	0.50	0.60	0.000215 (0.000215)	570	0.122 (0.20)	-708.84
2	S	-0.00031	0.00006	0.50	0.60	0.000154 (0.000154)	1086	0.167 (0.20)	704.21

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.10	0.0	0.00	21.2	-66.0	15.0	18.3	1825	19.0	17.5
2	S	0.59	113.0	0.00	93.5	-35.8	105.7	31.2	3118	19.0	17.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00036	0.00008	0.50	0.60	0.000198 (0.000198)	570	0.113 (0.30)	-708.84
2	S	-0.00021	0.00004	0.50	0.60	0.000107 (0.000107)	1086	0.117 (0.30)	704.21

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.93	0.0	0.00	21.2	-55.6	15.0	18.3	1825	19.0	17.5
2	S	0.01	113.0	0.00	82.6	-0.4	105.7	30.6	3063	19.0	17.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00030	0.00007	0.50	0.40	0.000167 (0.000167)	570	0.095 (0.20)	-708.84
2	S	0.00000	0.00000	0.50	0.40	0.000001 (0.000001)	1075	0.001 (0.20)	704.21

VERIFICA A TAGLIO

Ver

È consentito l'impiego di colmi, piastre e membrature a comportamento anisotro, e di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	285 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	33.2 N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.81 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	1.5	
Altezza sezione	h	1130 mm	
Copriferro	c	73 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)	b_w	1000 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)	d	1057 mm	
Area Calcestruzzo	A_c	1130000 mm ²	
Armatura longitudinale tesa	n	5	
	\varnothing	22 mm	
	A_{sl}	1899.7 mm ²	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1	0.0018 ≤ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd}	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.43 ≤ 2	ok
	V_{min}	0.26	
	V_{Rd}	330.13 kN	
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA	

Non sono necessarie armature a taglio

10.5 VERIFICA TRASVERSI DI TESTA

Le sollecitazioni sono dedotte dal “Modello di Calcolo 1”.

SOLLECITAZIONE		COMBINAZIONE DI CARICO			
		SLUSTR-SIS	SLERA	SLERA-FES	SLEQP
P _{MAX}	kN/m	186	35.6	14.57	0.0
P _{MIN}	kN/m	-186	-35.6	-18.1	0.0
M3 _{MAX}	kNm/m	101.5	70.1	56.5	1.9
M3 _{MIN}	kNm/m	-18.4	-13.7	-13.7	-13.7
V2 _{MAX}	kN/m	271	-	-	-

Convenzione segni:

- sforzi assiali positivi di compressione
- momenti flettenti positivi tendono le fibre lato intradosso
- sforzi di taglio in valore assoluto

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo relativi alle verifiche a presso/tenso-flessione, eseguite con il software RC-SEC, e della verifica a taglio.

VERIFICA A FLESSIONE

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: TRASVERSO - TEST

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33345.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.023	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	17.600	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200	MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 12.800 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.00 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk: 450.00 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd: 391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
Comb.Rare - Sf Limite: 337.50 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 15.0 cm
Altezza: 113.0 cm
Barre inferiori: 2Ø22 (7.6 cm²)
Barre superiori: 2Ø22 (7.6 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre): 7.3 cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.3 cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 10.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-18.40	0.00	0.00
2	0.00	101.50	0.00	0.00
3	-186.00	1.50	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-13.70
2	0.00	70.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

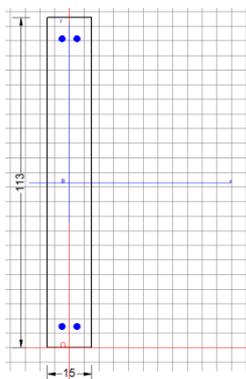
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-13.70 (-126.04)

2 0.00 1.90 (126.04)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-103.70 (-126.04)
2	0.00	0.76 (126.04)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-18.40			15.665	27.2	0.26	0.76	7.6 (2.8)
2	S	0.00	101.50			2.840	85.8	0.26	0.76	7.6 (2.8)
3	S	-186.00	1.50			134.969	96.2	0.16	0.70	7.6 (2.8)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00068	0.0	0.00050	7.3	-0.00196	105.7
2	0.00068	113.0	0.00050	105.7	-0.00196	7.3
3	0.00037	113.0	0.00021	105.7	-0.00196	7.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.47	0.0	0.00	29.2	-18.6	7.3	18.3	274	7.6	0.4
2	S	2.39	113.0	0.00	84.1	-95.2	105.7	18.3	274	7.6	0.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00010	0.00004	0.50	0.60	0.000056 (0.000056)	345	0.019 (0.20)	-126.04
2	S	-0.00052	0.00018	0.50	0.60	0.000286 (0.000286)	345	0.099 (0.20)	126.04

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.47	0.0	0.00	29.2	-18.6	7.3	18.3	274	7.6	0.4
2	S	0.07	113.0	0.00	83.8	-2.6	105.7	18.3	274	7.6	0.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00010	0.00004	0.50	0.60	0.000056 (0.000056)	345	0.019 (0.30)	-126.04
2	S	-0.00001	0.00000	0.50	0.60	0.000008 (0.000008)	345	0.003 (0.30)	126.04

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.55	0.0	0.00	28.9	-141.0	7.3	18.3	274	7.6	0.4
2	S	0.03	113.0	0.00	78.8	-1.0	105.7	18.3	274	7.6	0.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00027	0.50	0.40	0.000451 (0.000423)	345	0.156 (0.20)	-126.04
2	S	-0.00001	0.00000	0.50	0.40	0.000003 (0.000003)	345	0.001 (0.20)	126.04

VERIFICA A TAGLIO

Ver

È necessario impiegarle per le armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	271 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	33.2 N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.81 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	1.5	
Altezza sezione	h	1130 mm	
Copriferro	c	73 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)	b_w	150 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)	d	1057 mm	
Area Calcestruzzo	A_c	169500 mm ²	
Armatura longitudinale tesa	n	2	
	\varnothing	22 mm	
	A_{sl}	759.88 mm ²	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1	0.0048 ≤ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.0000 ≤ 0.2 f_{cd}	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.43 ≤ 2	ok
	V_{min}	0.26	
	V_{Rd}	68.67 kN	
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$	NON VERIFICATA	

Sono necessarie armature a taglio

Viadotto VI02
Relazione di calcolo impalcato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D 78	CL VI0208 001	A	76 di 83

Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

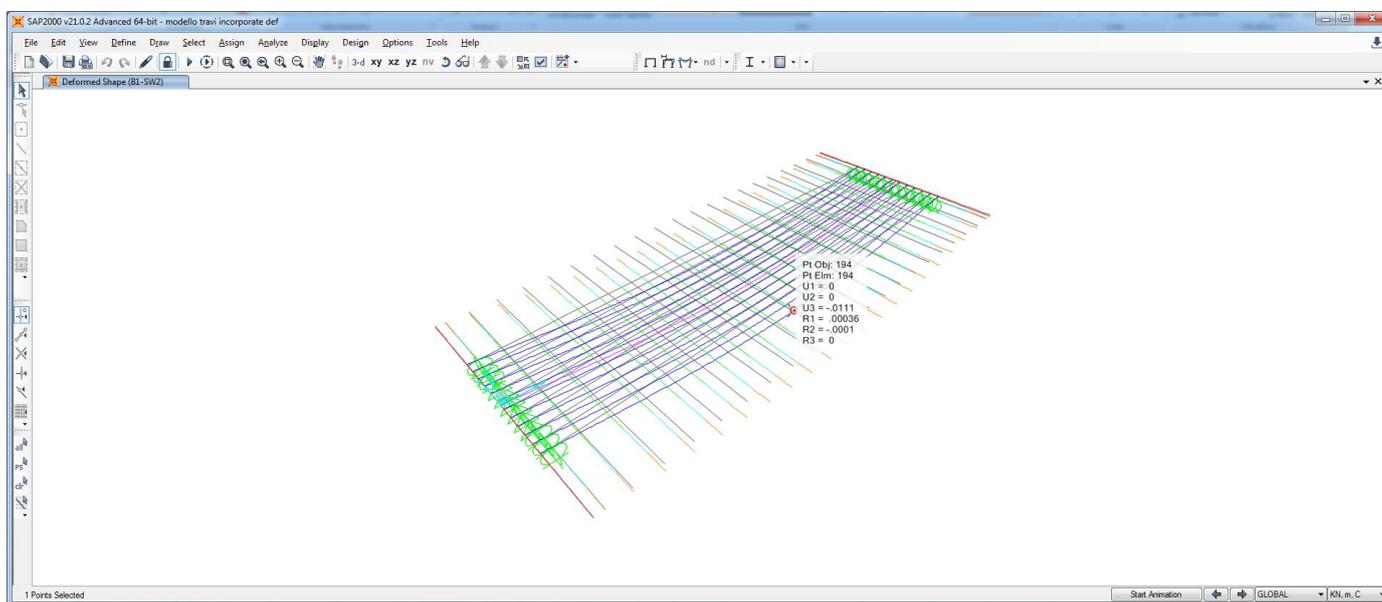
Acciaio	B 450 C	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		γ_s	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		θ	45 °
diametro staffe		\emptyset	0.79 rad 12 mm
numero bracci staffe		n	2
Area dell'armatura trasversale		A_{sw}	226.19 mm ²
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	200 mm
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		α	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		f'_{cd}	9.41 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo		α_c	1
		V_{Rsd}	421.00 kN
		V_{Rcd}	671.14 kN
		V_{Rd}	421.00 kN
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA

10.6 VERIFICA DELL'INFLESSIONE DELL'IMPALCATO NEL PIANO VERTICALE

L'inflessione massima nel piano verticale dovuta al treno di carico LM71 o SW2 o SW0, incrementato con il corrispondente coefficiente α e con il coefficiente ϕ_3 , non deve eccedere il valore:

$$L/600 = 19600/600 = 32.67 \text{ mm.}$$

Le inflessioni massime dovute al transito dei convogli sono dedotte dal “Modello di Calcolo 2” per il treno di carico SW2:

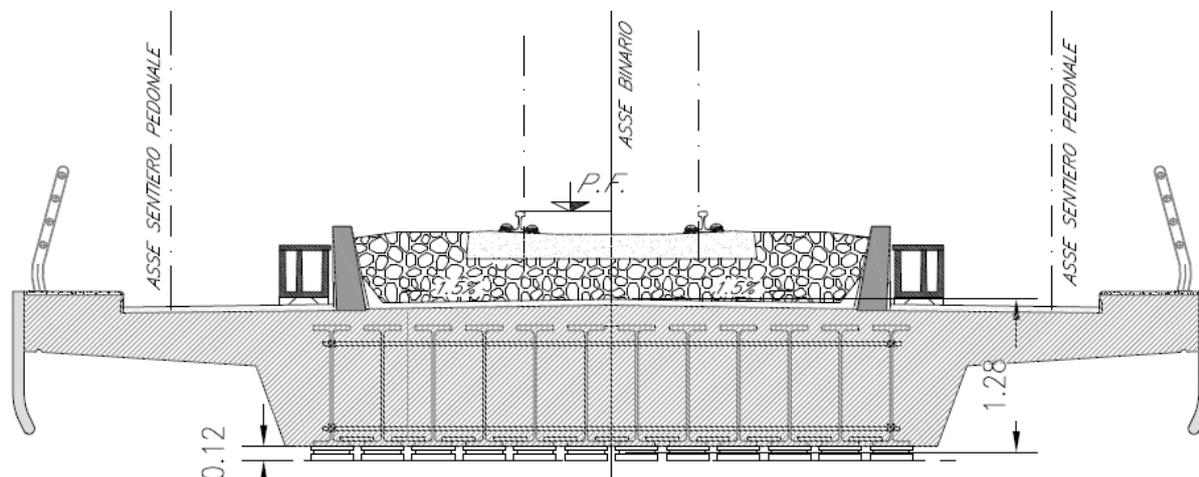


maxU3= 11.06 mm < 32.67 mm verificato

Si deve inoltre verificare che lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento del ballast risulti non superiore a 8mm; per i ponti a via superiore, tale prescrizione si traduce nella seguente limitazione sulla rotazione “ θ ” di estremità:

$$\theta \leq 8 / H \text{ [rad]}$$

dove “H” (in mm) rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio:



La rotazione massima è:

$$\theta_{MAX} = 16 / 5 \cdot \delta_{MAX} / L = (16 / 5) \cdot (11.06 / 19600) = 0.001806 \text{ rad} < \theta_{LIM} = 8 / 1280 = 0.00625 \text{ rad}$$

La verifica dell'inflexione dell'impalcato nel piano verticale risulta soddisfatta.

10.7 VERIFICA DELLA DEFORMATA TORSIONALE DELL'IMPALCATO (SGHEMBO)

La torsione dell'impalcato viene verificata considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente α e con il coefficiente ϕ_3 , e delle altre azioni variabili che forniscono un contributo sfavorevole nei confronti del fenomeno in esame.

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza $b=3\text{m}$ e considerando le rotaie solidali all'impalcato, non deve eccedere i seguenti valori:

- $t_{LIM} = 4.5 \text{ mm}/3\text{m}$ per $V \leq 120 \text{ km/h}$;
- $t_{LIM} = 3.0 \text{ mm}/3\text{m}$ per $120 \text{ km/h} < V \leq 200 \text{ km/h}$;
- $t_{LIM} = 1.5 \text{ mm}/3\text{m}$ per $V > 200 \text{ km/h}$.

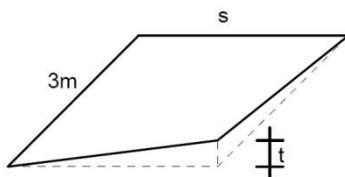
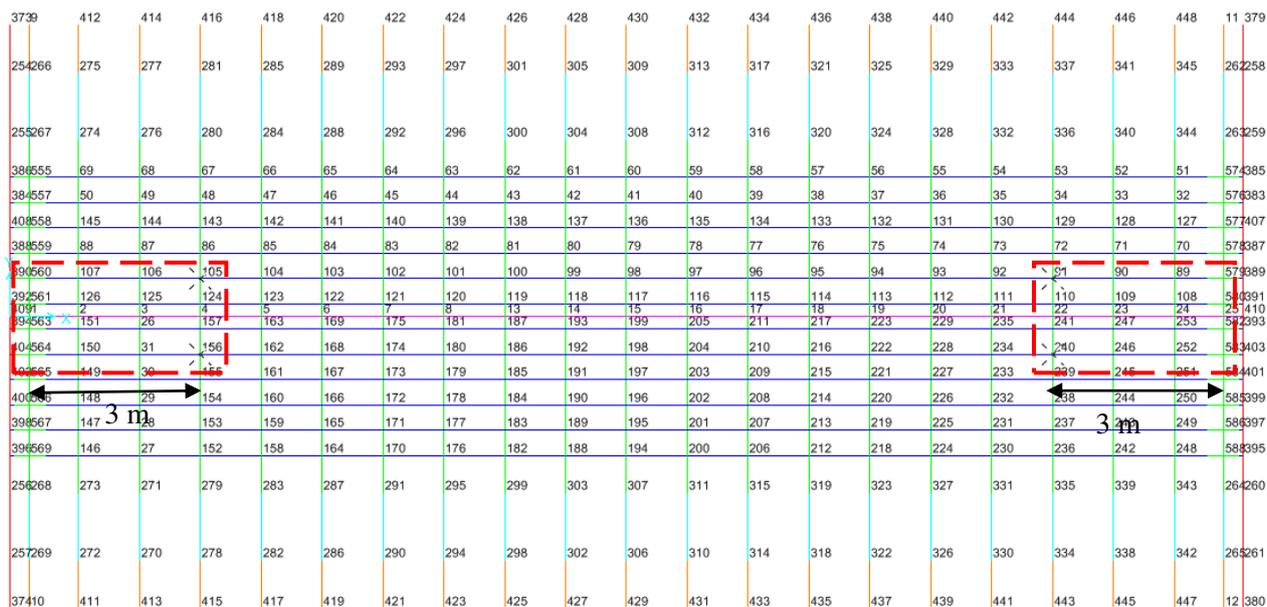


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Per il caso in esame ($V_{MAX} = 120 \text{ km/h}$), il valore limite dello sghembo è di $4.5\text{mm}/3\text{m}$.

I punti dell'impalcato in cui si valutano gli spostamenti verticali per il calcolo dello sghembo sono rappresentati nella figura seguente.



Gli spostamenti sono dedotti dal “Modello di Calcolo 2” .

OutputCase	maxU1	maxU2	maxU3
Text	mm	mm	mm
B1-LM71	0.000	0.000	3.960

maxU3 3.96 mm < 4.5 mm verificato

10.8 VERIFICA DEL COMFORT DI MARCIA DEI PASSEGGERI

Il comfort di marcia dei passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico e della velocità “V” di percorrenza del convoglio.

L’inflessione verticale, da calcolarsi in asse al binario, è quella dovuta al modello di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente α e con il coefficiente ϕ_3 .

Per ponti con impalcato semplicemente appoggiati a tre o più campate, i valori del limite di deformabilità sono riportati nella figura seguente.

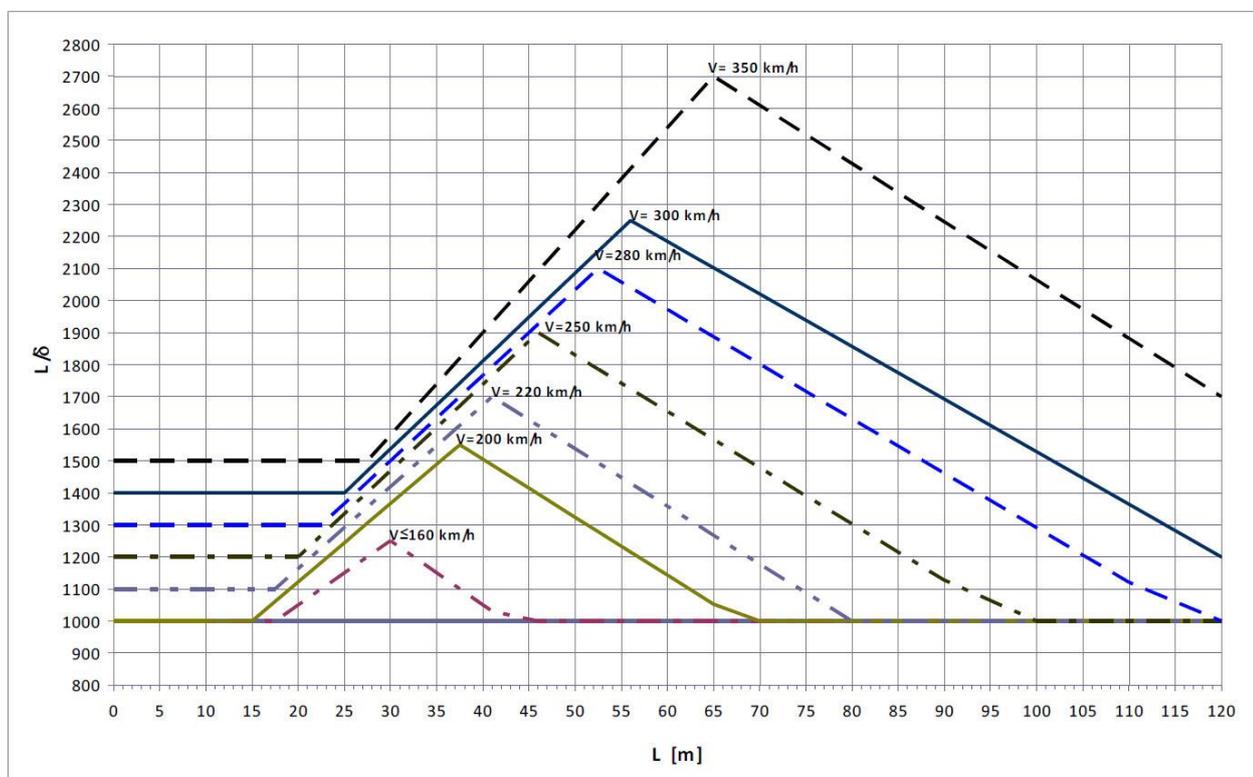


Fig. 1.8.3.2.2-2 Valori del limite di deformabilità L/δ per il confort dei passeggeri.

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a campata singola, i valori riportati nel diagramma di cui sopra vanno moltiplicati per 0.7. In ogni caso, L/δ non potrà essere inferiore a 1000.

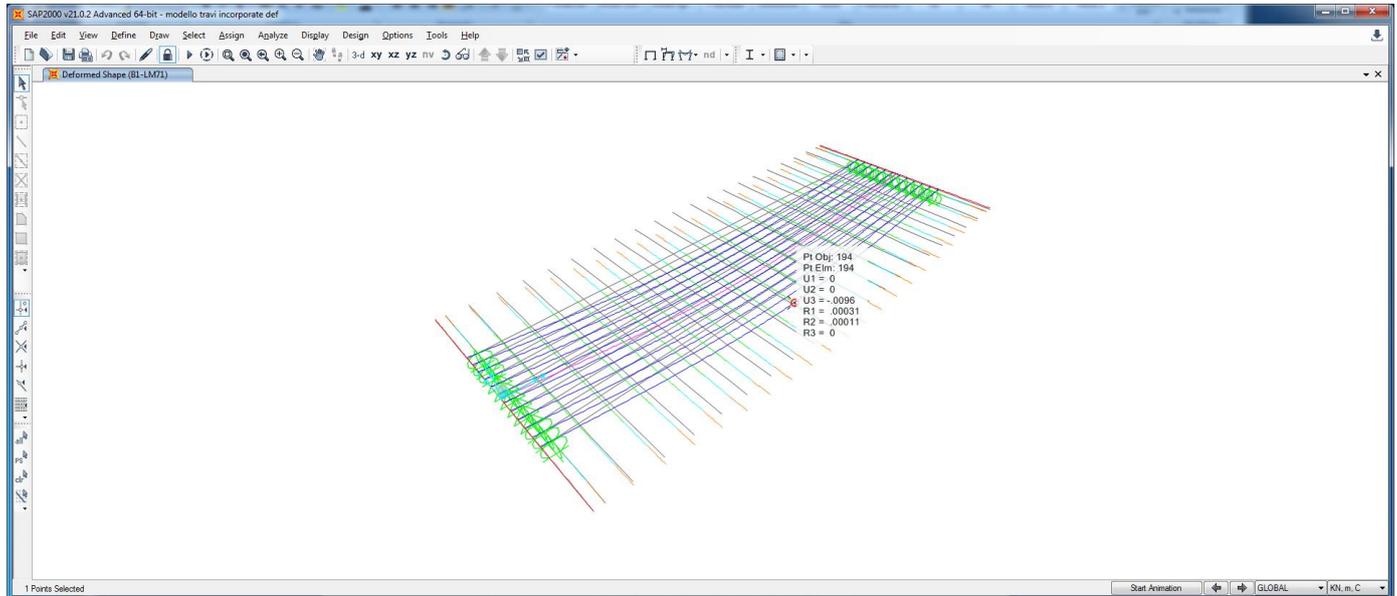
Nel caso specifico del ponte a travi incorporate di cui alla presente relazione si ha:

- ponte in semplice appoggio a campata singola di luce $L=19.60$ m;
- $V_{MAX} = 120$ km/h;

e quindi:

$$(L/\delta)_{LIM} = 1000 \rightarrow \delta_{LIM} = L / 1000 = 19600 / 1000 = 19.60 \text{ mm.}$$

Dal Modello di calcolo 2 si ha:



$$\delta_{MAX} = 9.58 \text{ mm} < \delta_{LIM} = 19.60 \text{ mm}$$

La verifica del comfort di marcia dei passeggeri risulta soddisfatta.

10.9 VERIFICA INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- Una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- Un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tab. 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h}$$

Dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

COMB1	B1-LM71	1
	Qw_y	1
	Qw_z	1
	Mw_x	1
	Qser	1
	TERM-IMP	1

maxU1	maxU2	L	Rmin
mm	mm	m	m
0.020	0.089	19.6	1700

R = 539551 m > Rmin **verificato**

11 VALUTAZIONE ESCURSIONE DEL GIUNTO

Gli spostamenti in corrispondenza dei giunti sono valutati secondo quanto previsto nel punto 2.5.2.1.5.1 delle norme RFI DTC SI PS MA IFS 001 C. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

L	=	20400	[mm]	Lunghezza impalcato
α	=	0.00001	[1/°C]	Coefficiente espansione termica
ΔT	=	22.5	[°C]	Variazione termica uniforme
D_t	=	4.59	[mm]	Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme
$E_1=2D_t$	=	9.18	[mm]	Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme
T_C	=	0.8544	[s]	Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
T_D	=	2.9168	[s]	Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro
S	=	1.23	[-]	Fattore amplificazione stratigrafica suolo (suolo B)
a_g	=	0.33	[g]	Accelerazione sismica di sito
T_1	=	0.05	[s]	Periodo proprio della spalla
q	=	1	[-]	Fattore di struttura per il calcolo delle spalle
μ_d	=	1.000	[-]	Fattore amplificazione spostamento dovuto al sisma
d_{Ee}	=	20	[mm]	Spostamento dovuto al sisma di progetto sulla pila più flessibile (da modello per SLV)
$d_E=\pm\mu_d d_{Ee}$	=	20.0	[mm]	Spostamento elastico dovuto al sisma sulla pila più flessibile
$d_{Ed}=d_E$	=	20.0	[mm]	Spostamento relativo elastico dovuto al sisma sulla pila più flessibile
$d_{gi}=0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D$	=	248.1	[mm]	Spostamento massimo assoluto del suolo nel punto i
$d_{gj}=0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D$	=	248.1	[mm]	Spostamento massimo assoluto del suolo nel punto j
$d_{ji,max}=1.25 \times (d_{gi}^2 + d_{gj}^2)^{0.5}$	=	438.6	[mm]	Spostamento relativo massimo tra i punti i e j
$d_{jij0}=1.25 \times d_{gi} - d_{gj} $	=	0	[mm]	Spostamento relativo di punti a piccola distanza
v_s	=	156	[m/s]	Velocità onde di taglio
x	=	25	[m]	Distanza tra due pile consecutive
$d_{ij}(x)=d_{jij0}+(d_{ji,max}-d_{jij0}) \times (1-\exp(-1.25 \times (x/v_s)^{0.7}))$	=	128.6	[mm]	Spostamento relativo tra due pile consecutive
$d_{Eg}=d_{ij}(x)$	=	128.6	[mm]	Spostamento relativo tra due pile consecutive
k_1	=	0.45	[-]	Coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi per singolo evento
k_2	=	0.55	[-]	Coefficiente che tiene conto della probabilità di moto in controfase delle pile adiacenti
$E_2=4d_{Ed} k_2$	=	44	[mm]	Spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica
$E_3=2 d_{Eg}$	=	257.1	[mm]	Spostamento dovuto all'azione sismica tra le fondazioni di strutture non collegate
$E_t=k_1(E_1+E_2+E_3)$	=	139.6	[mm]	Escursione giunto
E_0	=	9.18	[mm]	Escursione termica
$E_t=\max(E_0;E_1;E_2;E_3)$	=	257.1	[mm]	Escursione giunto
$E_{L,min}=2.3 L/1000+0.073$	=	119.92	[mm]	RFI DTC SI PS MA IFS 001 C (2.5.2.1.5.1)
$E_{Ld}=\max(E_t;E_{L,min})$	=	257.1	[mm]	
$\pm(E_t/2+10 \text{ mm})$	=	139	[mm]	Escursione giunto
$\max(\pm(E_t/2+15 \text{ mm}), \pm(E_t/2+E_t/8))$	=	161	[mm]	Corsa apparecchi di appoggio mobili
CON INCREM DEL 10%		150	[mm]	Escursione giunto
CON INCREM DEL 10%		180	[mm]	Corsa apparecchi di appoggio mobili