

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

VIADOTTI

VI01 - Relazione di calcolo impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo
L=40m

SCALA:

-

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

I A 7 K 0 0 D 0 9 C L V I 0 1 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Incaricato	Data
A	Emissione esecutiva	P.Luciani	Dic. 2019	F.Bonifacio	Dic. 2019	T.Pioletti	Dic. 2019			

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.1	NORMATIVA	8
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
4	UNITÀ DI MISURA	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5.1	CALCESTRUZZO	10
5.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	11
5.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA.....	11
5.4	ACCIAIO PIOLI NELSON	11
5.5	BULLONI	11
5.6	SALDATURE	11
5.7	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	12
5.8	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	12
6	MODELLO DI CALCOLO	13
7	PARAMETRI SISMICI	16
8	ANALISI DEI CARICHI UNITARI.....	18
8.1	CARICHI PERMANENTI.....	18
8.1.1	Pesi propri (G1).....	18
8.1.2	Carichi permanenti portati (G2).....	18
8.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.....	19
8.2.1	Treni di carico	19
8.2.2	Azioni orizzontali	21

8.3	AZIONI CLIMATICHE	24
8.3.1	Variazione termica	24
8.3.2	Azione della neve.....	24
8.3.3	Azione del vento (Q6)	25
8.4	AZIONI ECCEZIONALI	28
8.4.1	Deragliamenti schema 1	28
8.4.2	Deragliamenti schema 2	28
8.5	AZIONI INDIRETTE	28
8.5.1	Resistenze parassite nei vincoli	28
8.6	AZIONI SISMICHE	29
8.7	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
9	SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO.....	33
9.1	CONCIO CENTRALE	35
9.2	CONCIO LATERALE	36
9.3	CONCIO INIZIALE (VAR. ALTEZZA MINIMA).....	37
10	ANALISI MODALE	38
11	VERIFICHE SLU.....	40
11.1	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	40
11.1.1	Concio mezzera trave (tipo concio = centrale):	43
11.1.2	Concio laterale (Tipo concio = laterale):.....	45
11.1.3	Concio iniziale (Tipo concio = VAR. altezza minima):	46
11.1.4	Fuso delle tensioni	48
11.2	VERIFICHE DIAFRAMMI	49
11.2.1	Diaframmi correnti.....	49
11.2.2	Diaframmi di testata	52
12	VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI	59

13	VERIFICHE SLE	60
13.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	60
14	REAZIONI AGLI APPOGGI	61
14.1	SCHEMA APPOGGI	61
14.2	REAZIONI APPOGGI.....	61
15	EFFETTI LOCALI	63
15.1	ANALISI DEI CARICHI	63
15.1.1	Carichi permanenti.....	63
15.1.2	Sovraccarichi accidentali.....	63
15.1.3	Azioni climatiche	66
15.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	67
15.3	CRITERI DI VERIFICA	70
15.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo	70
15.3.2	Verifiche allo stato limite di esercizio	72
15.4	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	74
15.4.1	Verifiche SLU	75
15.4.2	Verifiche SLE	78
16	VALUTAZIONE DELLE INDICIDENZE	80

1 PREMESSA

Il collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento, interessa le aree a nord e nord-ovest della città, compresa tra l'asse ferroviario e l'aeroporto stesso.

Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, dato il notevole incremento dei flussi turistici sia nazionali che internazionali.

RFI con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000270, ha richiesto l'avvio delle attività per la Progettazione Tecnica ed Economica di I e II fase.

La soluzione individuata è la migliore alternativa progettuale risultante da un'analisi multicriteria realizzata all'interno del PFTE di prima fase e consegnato ad RFI con nota AGCCS.BATA.0017480.19.U del 12/03/2019.

La stessa soluzione è stata oggetto degli approfondimenti del PFTE di fase II.

Con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000510, RFI ha richiesto l'avvio delle attività per l'esecuzione delle prestazioni relative alla progettazione definitiva della soluzione individuata.



Soluzione individuata

Nel PFTE di seconda fase, il tracciato era suddiviso in due lotti funzionali corrispondenti alle due fasi realizzative:

- Lotto1: relativo al collegamento a singolo binario tra la Stazione di Brindisi e la nuova Stazione di Brindisi Aeroporto;

- Lotto 2: relativo ai rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi e la linea Bari-Lecce.

Nella fase definitiva invece, il progetto è trattato in un unico lotto inclusi i rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi, e la linea Bari-Lecce.

Il tracciato di progetto, lungo circa 6+225 km e con una pendenza massima del 20%, si sviluppa sostanzialmente in rilevato basso, attraversando le aree agricole a nord-ovest dell'abitato di Brindisi.

In corrispondenza di due interferenze viarie, in particolare per realizzare lo scavalco della SP42 e della SS379, la livelletta ferroviaria aumenta di quota (circa +7,5 e +10 m rispetto al piano di campagna rispettivamente).

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione è relativa al calcolo dell'impalcato metallico del viadotto ferroviario VI01 previsto nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la Stazione di Brindisi ed ubicato al km 3+695,29 della linea ferroviaria.

La soluzione strutturale prescelta è costituita da un impalcato in acciaio-cls a via superiore. L'impalcato presenta una larghezza pari a 8.60m. L'altezza della travata metallica è compresa tra 2.60 e 3.00m a seconda della lunghezza della campata prevista, pari a 40.00m (asse pila).

Le travate presentano un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 4.125 m con altezza delle travi metalliche massima pari a 2.9m (in appoggio pari a 1.8m); l'impalcato è composto da due travi con interasse delle anime pari a 3.6m. I diaframmi sono costituiti da angolari accoppiati, con diagonali a croce e correnti superiori ed inferiori con scansione di 3.165m, esclusi i primi due campi (3.175m) ed infine sono stati previsti traversi chiusi in corrispondenza degli appoggi.

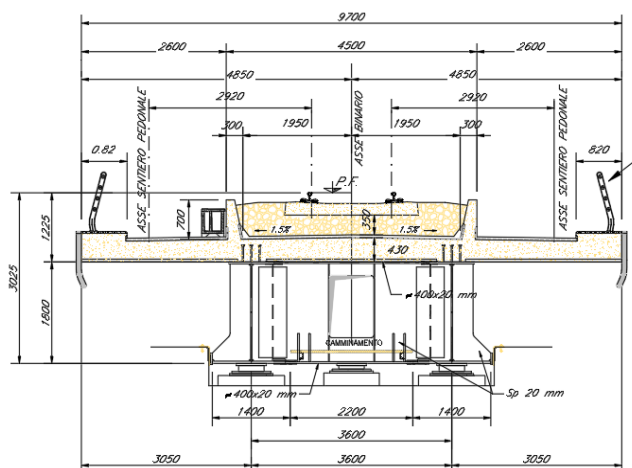


Figura 1_ Sezione in asse appoggi

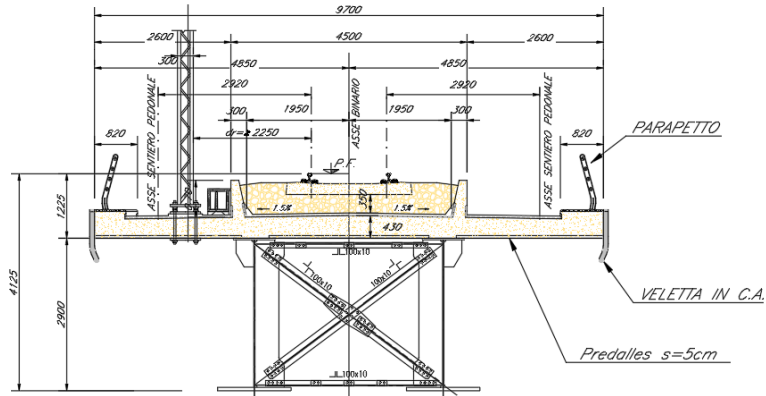


Figura 2_Sezione corrente

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- NTC 2018 – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018.
- Circolare del 21.01.2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17.01.2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21/12/2018: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 002 C del 21/12/2018: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia
- STI 2014 - 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 con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutturE per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti.

3.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

lunghezze	[m]
forze	[kN]
momenti	[kNm]
tensioni	[MPa]

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione della soletta, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ($R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$$

5.2 Acciaio per cemento armato

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

5.3 Acciaio da carpenteria metallica

Profilati: S355 J0 per profilati e lamiere

Profilati: S355 J2 per travi ed elementi saldati

Modulo di elasticità	$E_a = 210000$ MPa
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355$ MPa
Tensione di snervamento rottura	$f_{yt} \geq 510$ MPa
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq 338$ MPa

5.4 Acciaio pioli Nelson

Acciaio S355JR + C450 ST37/3K

Modulo di elasticità	$E_a = 210000$ MPa
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355$ MPa

5.5 Bulloni

Classe vite 8.8; 10.9- Classe dado 8.8; 10.98 conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI- EN ISO 898-1, UNI 20898-2, UNI EN 14399-4

5.6 Saldature

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati, conformi al Manuale di progettazione delle opere civili e al DM 17.1.2018.

5.7 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:

Soletta Classe di esposizione XC4

5.8 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min}=40mm$.

In considerazione delle condizioni ambientali che sono aggressive, ai sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella è stato aumentato di 10 mm, ottenendo quindi un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50 mm$ per la soletta dell'impalcato.

6 MODELLO DI CALCOLO

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

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

Il modello di calcolo per ogni fase è stato ipotizzato come graticcio composto da 2 travi e da diaframmi di collegamento in carpenteria metallica.

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

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

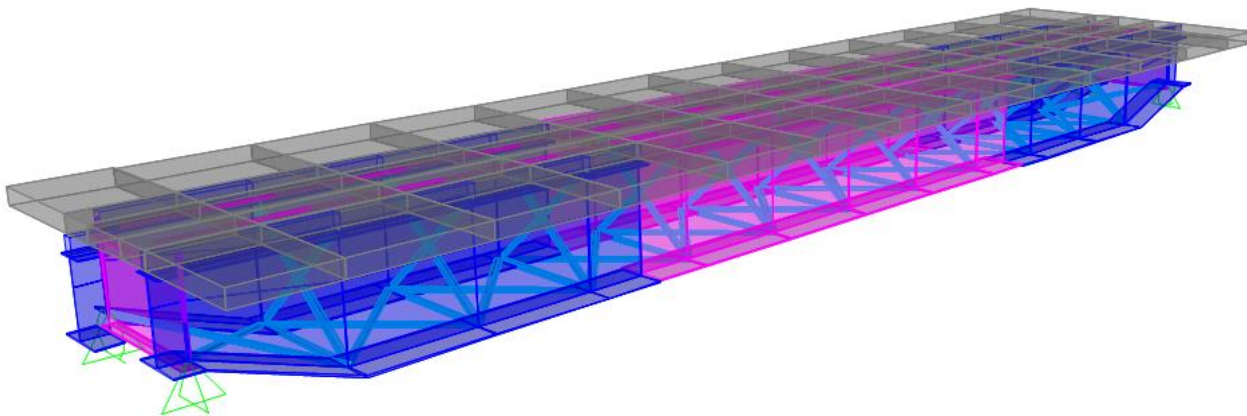


Figura 3 Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

Per la valutazione della larghezza collaborante della soletta sono state prese a riferimento le prescrizioni della Normativa Nazionale D.M.'08.

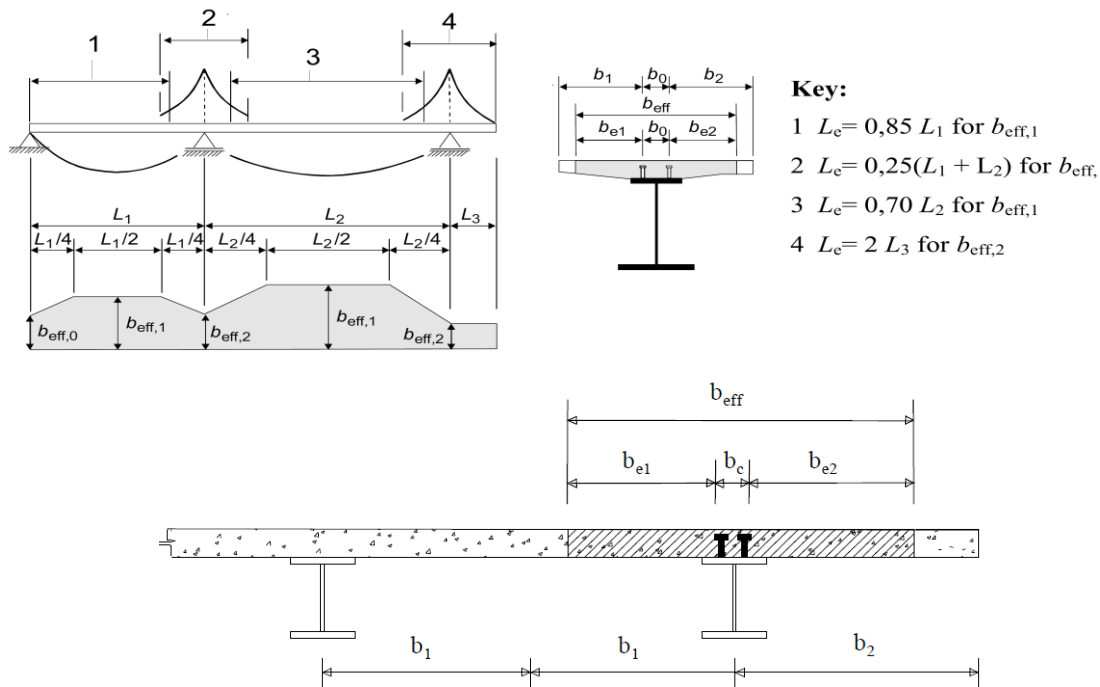


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L1	38000	[mm]	lunghezza campata di riva
2*b1	3600	[mm]	interasse anime
b1	1800	[mm]	semi interasse anime
b2	3050	[mm]	sbalzo laterale
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	38000	[mm]	lunghezza equivalente
be1	1700	[mm]	lato interno
be2	2950	[mm]	lato sbalzo
β1-1	1.00	< 1	
β2-1	1.00	< 1	
b eff 1	4850	[mm]	anima laterale

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al §11.2.10.6 del D.M.'08

	Rck	40	MPa
Concrete	$f_{ck} =$	33.2	Mpa
Mean compressive strength	$f_{cm} =$	41.2	MPa
Coeff. of thermal expansion	$\alpha =$	1.0E-05	
Concrete elastic modulus	$E_{cm} =$	33642778	kN/m ²
exposed surfaces	$n^{\circ} =$	1	
Concrete type	$cls =$	n	
age of concrete at beginning of drying	$t_s =$	2	gg
age of concrete at loading in days	$t_o =$	28	gg
age of concrete in days	$t =$	25550000	gg
member' s notional size	$h_o = 2A_c/u =$	698	mm
element section	$A_c =$	3385000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	9700	mm
relative humidity	$RH =$	75	%
	$RH_0 =$	100	%
reference mean compressive strength	$f_{cm0} =$	10	MPa
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds1} =$	4	
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds2} =$	0.12	
coefficient for UR%	$\beta_{RH} =$	0.896	
deformation basic	$\epsilon_{cd0} =$	3.00E-04	mm
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds} =$	1.000	
coefficient depending on the national size	$K_h =$	0.7	
drying shrinkage strain	$\epsilon_{cds} =$	2.097E-04	mm
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as} =$	1.0	
autogenous shrinkage strain-infinity	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	5.80E-05	mm
autogenous shrinkage strain	$\epsilon_{cas} =$	5.800E-05	
total shrinkage strain	$\epsilon_{cS}(t,t_s) =$	2.68E-04	mm
shrinkage coefficient	$\phi(t,t_o) =$	1.840	
	$E_{cm} =$	33642777.7	kN/m ²
	$E^* =$	11846048.5	kN/m ²
	$E_r =$	13609537.9	kN/m ²

$\sigma_{cd\infty}$	3.17	Mpa
num travi	2	
Ainf tot	3.385	m2
Ainf 1trave	1.693	m2
N tot	10736.4	kN
Nritiro	5368	kN
e	1.30	m
Mritiro	6979	kNm

7 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la IV. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 100 \text{Errorre. L'origine riferimento non è stata trovata.} \times 2 = 200 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{Vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, 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);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R=1898$ anni) sono i seguenti:

$$\text{latitudine} = 40.632727;$$

$$\text{longitudine} = 17.941761;$$

$$a_g = 0.064 \text{ g};$$

$$F_0 = 2.739;$$

$$T_c^* = 0.530 \text{ s.}$$



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

**VI01 - Relazione di calcolo impalcato a struttura mista
acciaio-calcestruzzo L=40m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0107001	A	17 di 80

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.50;$$

$$S_T = 1.0.$$

8 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Le verifiche dell'opera vengono effettuate in base ai seguenti carichi unitari.

8.1 Carichi permanenti

8.1.1 Pesi propri (G1)

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G ₁			
Peso specifico cls	γ	25.00	kN/m ³
Larghezza impalcato	B	9.70	m
Luce trave (assi appoggi)	L	38.00	m
Numero di travi	n	2	
Interasse travi.	i	3.60	m
Peso Proprio Trave	p_{g1a}	34.00	kN/m
Spessore soletta impalcato*	S _s	0.40	m
Larghezza soletta impalcato	L _s	9.7	m
Area sezione trasversale	A _{sez}	3.88	m ²
Peso Proprio soletta per trave	p_{g1,2}	48.50	kN/m
Peso Proprio soletta Impalcato	P_{g1,2}	97.00	kN/m

Totale Peso proprio = 131 kN/m

Incidenza carpenteria metallica = 3.5 kN/m²

8.1.2 Carichi permanenti portati (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G _{2,2}			
Muretti parabalast h=70cm + cavidotti	g _{2,2_1}	7.50	kN/m
Cordoli laterali	g _{2,2_2}	7.79	kN/m
Veletta A=0.25mq	g _{2,2_3}	4.70	kN/m
Canalette e impianti	g _{2,2_4}	7.00	kN/m
Impermeabilizzazione marciapiedi	g _{2,2_5}	3.60	kN/m
Barriera antirumore	g _{2,2_6}	32.00	kN/m
Carichi permanenti portati (per impalcato)	P_{g2,2 tot}	62.60	kN/m
MASSICCIATA, ARMAMENTO e IMPERMEABILIZZAZIONE G _{2,1}			
Peso specifico massiccata	γ	18.00	kN/m ³
Larghezza media tra I muri parabalast	b ₃	4.00	m
Spessore convenzionale ballast	s ₃	0.80	m
Incremento per rialzo in curva	g _{2,2_7}	2.40	kN/m
Massiccata, armamento ed impermeabilizzazione	P_{g2,1}	60.00	kN/m

Totale permanenti portati = 123 kN/m

TOTALE AZIONI PERMANENTI AL METRO = 254 kN/m

(TOTALE AZIONI PERMANENTI = 254 * 38 ≈ 9660 kN)

8.2 Sovraccarichi accidentali

8.2.1 Treni di carico

Nel presente paragrafo si esegue l'analisi delle azioni verticali associate ai convogli ferroviari per il tramite della definizione di modelli di carico di tipo "teorico"; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per il coefficiente "α", assunto come da Tabella seguente, in accordo con il "Manuale di progettazione delle opere civili":

Tabella 1– Coefficiente di adattamento α Tab. 2.5.1.4.1-1 – Manuale di progettazione delle opere civili

Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1

8.2.1.1 Coefficienti dinamici

I coefficienti di incremento dinamico per linee con normale standard manutentivo sono stati determinati con la seguente equazione:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

con la lunghezza L_Φ valutata secondo la Tabella 1.4.2.5.3.1:

- Travi principali $L_\Phi = L = 38 \text{ m}$;

$$\Phi_3 = 1.09$$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo alla "Specifiche per la verifica a fatica dei ponti ferroviari":

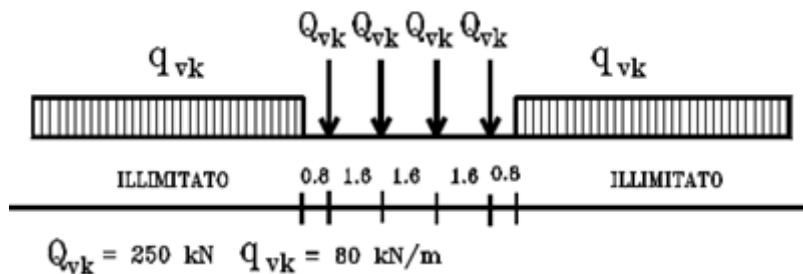
$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

$$\Phi_2 = 1.06$$

8.2.1.2 Traffico normale: Treno LM71

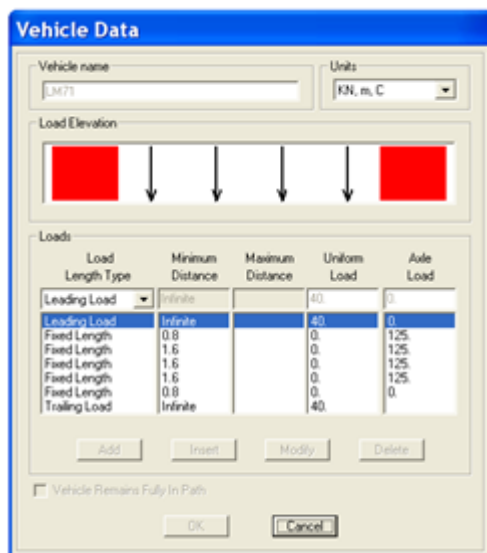
Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- una stesa uniforme di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



È stata considerata un'eccentricità di carico pari a 1/8 dello scartamento: $e = \frac{s}{8} = \frac{143.5}{8} = 8 \text{ cm}$

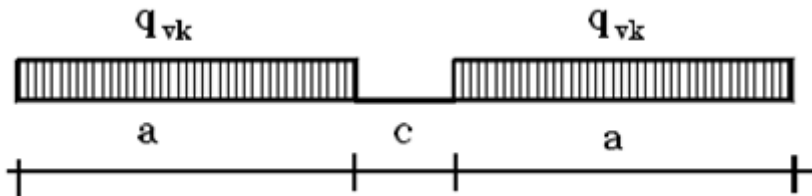
Ogni rotaia è stata caricata con la seguente azione verticale:



8.2.1.3 Traffico pesante treno SW/2

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Per tale modello di carico è stata considerata la seguente configurazione:


- due stese di carico di intensità 150 kN/m, lunghe 25.00 m distanziate da un lasco di 7.00 m.



Sulla singola rotaia risulta:

Vehicle Data

Vehicle name: SW2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.
Fixed Length	7.		0.	0.
Fixed Length	25.		75.	0.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

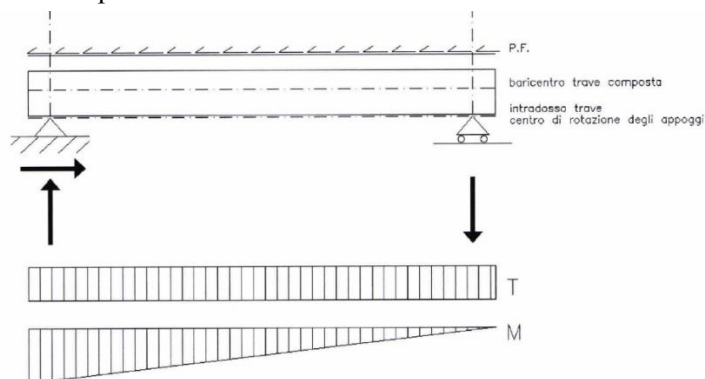
Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

8.2.2 Azioni orizzontali

8.2.2.1 Avviamento e frenatura (Q3)

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.



8.2.2.1.1 *Avviamento (Q3a):*

$$Q_{ak} = 33 * L \leq 1000 \text{ kN}$$

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 * 38 * 1.1 = 1379.4 \text{ kN};$$

pertanto si assumerà: $Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$

Treno LM71 in avviamento

$q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \times L \times \alpha$	$q_{la,k}$	1000.00	kN
Forza orizzontale appoggio fisso	F_o (fisso)	1000.00	kN
Forza verticale appoggio fisso=mobile	F_v (fisso/mobile)	89.47	kN
Taglio agente	V	89.47	kN

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 * 19 = 627 \text{ kN};$$

8.2.2.1.2 *Frenatura (Q3f):*

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 * L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{bk} = 20 * 38 * 1.1 = 836 \text{ kN}$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 * L$$

$$Q_{bk} = 35 * 19 * 1 = 665 \text{ kN}$$

Treno SW/2 in frenatura

Forza verticale appoggio fisso=mobile	F_v (fisso/mobile)	119.00	kN
Taglio agente	V	119.00	kN

Nel modello di calcolo sono state considerate per ciascun treno di carico solamente le azioni (frenatura o avviamento) che determinano le sollecitazioni massime sulla struttura.

8.2.2.2 Forza centrifuga (Q4)

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80m al di sopra del P.F..

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- Q_{tk} - q_{tk} è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m;
- Q_{vk} - q_{vk} è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m;
- V è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- f è un fattore di riduzione;
- r è il raggio di curvatura, espresso in m.

L'azione centrifuga viene determinata per i modelli di carico LM71 e SW/2 associando alle grandezze precedentemente indicate quanto contenuto nella tabella 2.5.1.4.3.1-1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Per quanto riguarda il modello di carico SW/2 si è assunta una velocità V uguale a 100 km/h, un valore di f pari ad 1 ed il valore di α pari a 1.

Per il modello di carico LM71, essendo la velocità di progetto superiore ai 120 km/h, sono stati considerati due casi:

- Modello di carico LM71 e forza centrifuga per V= 120 km/h in accordo con le formule precedenti dove f = 1;
- Modello di carico LM71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto (V=140 km/h).

La forza centrifuga, in accordo con quanto prescritto nel "Manuale di progettazione delle opere civili", non è stata incrementata dai coefficienti dinamici.

Tabella 2 Parametri per determinazione della forza centrifuga - Tab. 2.5.1.3.1-1 – Manuale di progettazione delle opere civili

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	1 x 1 x SW/2	Φ x 1 x SW/2
	< 100	V	1	1	1 x 1 x SW/2	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	1 x f x (LM71" + "SW/0)	Φ x 1 x 1 x (LM71" + "SW/0)
		120	α	1	α x 1 x (LM71" + "SW/0)	Φ x α x 1 x (LM71" + "SW/0)
	≤ 120	V	α	1	α x 1 x (LM71" + "SW/0)	

Il viadotto in esame si sviluppa interamente in rettilineo (raggio di curvatura tendente all'infinito) e la forza centrifuga risulta pertanto nulla.

8.3 Azioni climatiche

8.3.1 Variazione termica

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla "Specificazione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario".

8.3.1.1 Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a sezione mista ed armamento su ballast risulta pari a $\pm 15^\circ\text{C}$.

8.3.1.2 Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stata considerata una differenza pari a 5°C tra trave metallica e soletta in c.a..

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell'impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C .

8.3.2 Azione della neve

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

8.3.3 Azione del vento (Q_6)

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 17.1.2018; si riportano di seguito i principali parametri di calcolo:

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 17.1.2018; si riportano di seguito i principali parametri di calcolo:

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

35 [m]

Distanza dalla costa

10 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

La pressione cinetica di riferimento è pari a:

$$q_b = 456.29 \text{ N/m}^2$$

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00
 v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d	1.00
-------	-------------

Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

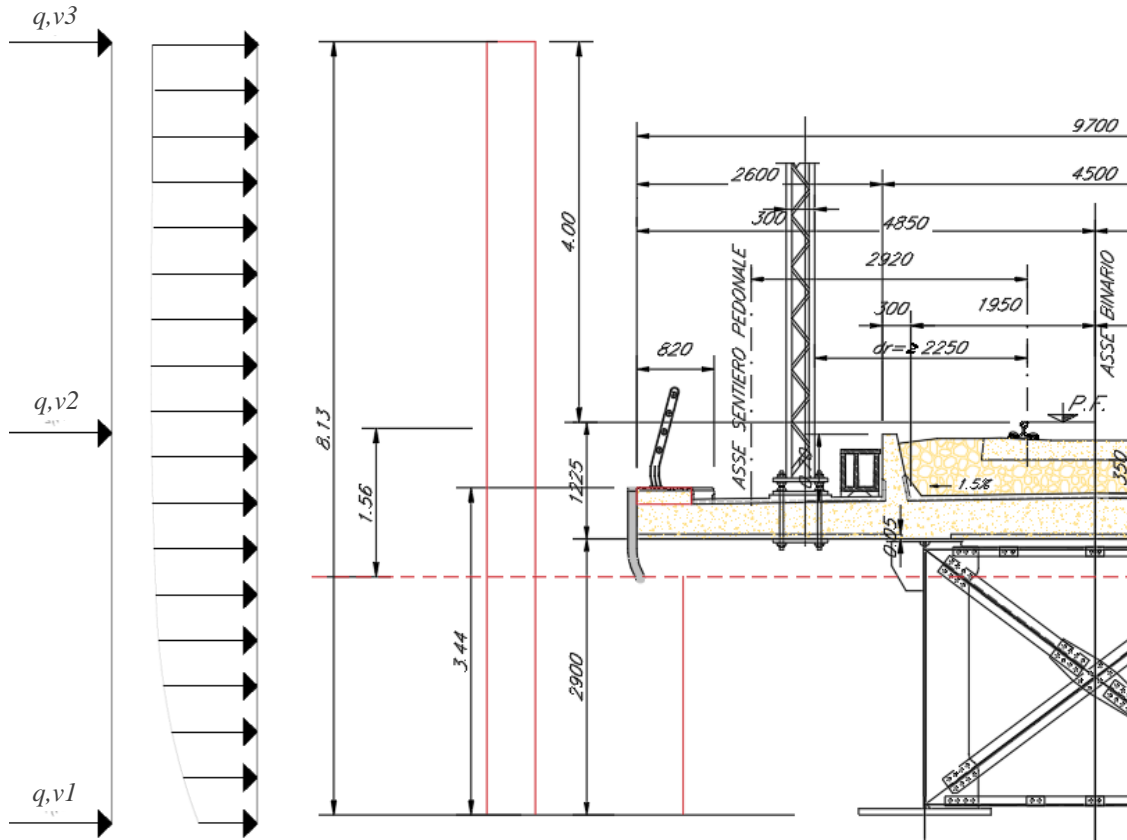
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200$ m valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

Con riferimento all'andamento mostrato nella seguente Figura si valuta la pressione del vento alle tre diverse quote della superficie totale investita; in particolare si approssima l'andamento della curva logaritmica con una curva ad andamento bilineare avente un valore minimo, uno intermedio e uno massimo. Dai tre valori di pressione ottenuti, si ricava una pressione media considerata uniformemente distribuita sull'intera superficie investita:



VENTO

Altezza massima del terreno rispetto al PF	z	10.10	m
Distanza tra PF ed intradosso trave	d	4.13	m
Pressione cinetica	q _b	456.29	N/m ²
Altezza barriera dal P.F.	H _{1barr}	4.60	m
Distanza del P.F. dal cordolo	H _{2barr}	0.70	m
Altezza totale impalcato e barriera	H _{tot}	8.73	m
Coefficiente di forma c _p = 1.4 secondo p.to C3.3.10.4.1-NTC08 - con φ=1	c _p	1.40	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	k _r	0.19	-
Parametro per il coefficiente di esposizione	Z ₀	0.05	m
Coefficiente di topografia	C _t	1.00	-

Calcolo di q_{v,1}

Altezza di riferimento	z	5.98	m
Coefficiente di esposizione	C _e	2.035	
Pressione del vento in 1	q_{v,1}	1.30	kN/m²

Calcolo di q_{v,2}

Altezza di riferimento	z	10.34	m
Coefficiente di esposizione	C _e	2.374	

Pressione del vento in 2	q_{v,1}	1.52	kN/m²
Calcolo di q_{v,3}			
Altezza di riferimento	Z	14.70	m
Coefficiente di esposizione	C _e	2.604	
Pressione del vento in 3	q_{v,1}	1.66	kN/m²
Forza totale agente	F_{tot}	13.08	kN/m
Pressione media agente sull'intera superficie	p_{media}	1.50	kN/m²

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a 2,5 kN/m².

8.4 Azioni eccezionali

8.4.1 Deragliamento schema 1

Si considerano due stese di carico di lunghezza 6.40 m, intensità di 60 kN/m, ad una distanza pari allo scartamento S ed eccentriche rispettivamente 1.5 s e s.

8.4.2 Deragliamento schema 2

Si considera un carico lineare di lunghezza 20.00 m, intensità 80*1.4 kN/m, eccentrico di 1.5 s rispetto all'asse binari.

8.5 Azioni indirette

8.5.1 Resistenze parassite nei vincoli

Si considera, convenzionalmente, una resistenza pari al 6% del carico verticale totale (permanenti + accidentali dinamizzati).

8.6 Azioni sismiche

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
17.9376

LATITUDINE
40.6287

Ricerca per comune

REGIONE
Puglia

PROVINCIA
Brindisi

COMUNE
Brindisi

Elaborazioni grafiche

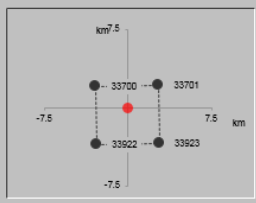
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione
superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	120
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

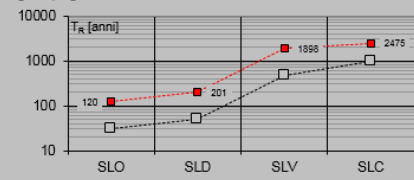
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

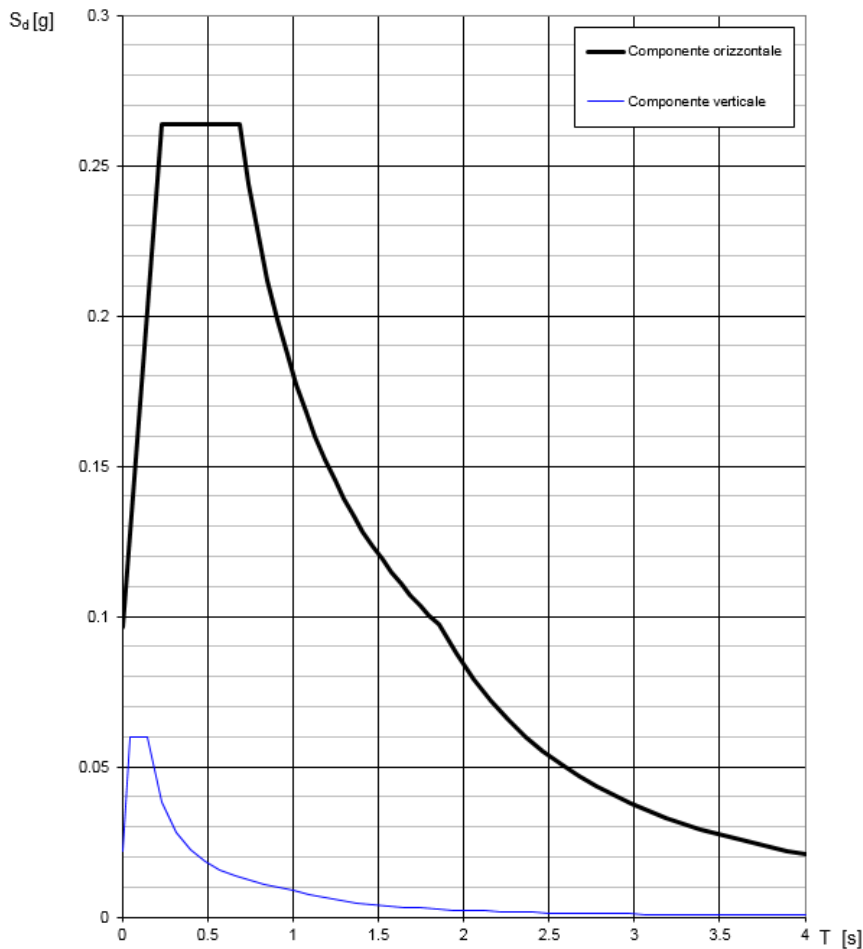
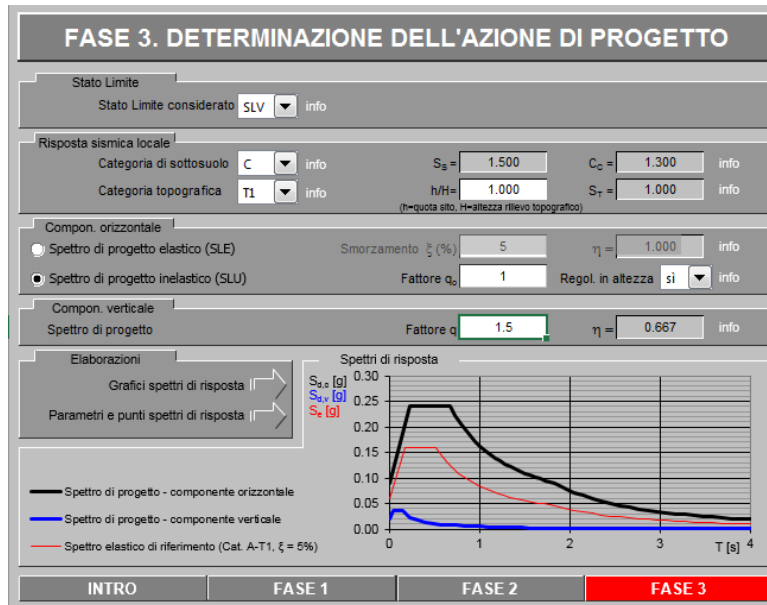
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.064 g
F_g	2.739
T_c	0.530 s
S_s	1500
C_c	1.295
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1500
η	1.000
T_B	0.229 s
T_C	0.686 s
T_D	1.857 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.096
$T_B \leftarrow$	0.229	0.264
$T_C \leftarrow$	0.686	0.264
	0.742	0.244
	0.798	0.227
	0.854	0.212
	0.909	0.199
	0.965	0.187
	1.021	0.177
	1.076	0.168
	1.132	0.160
	1.188	0.152
	1.244	0.145
	1.299	0.139
	1.355	0.133
	1.411	0.128
	1.467	0.123
	1.522	0.119
	1.578	0.115
	1.634	0.111
	1.689	0.107
	1.745	0.104
	1.801	0.100
$T_D \leftarrow$	1.857	0.097
	1.959	0.088
	2.061	0.079
	2.163	0.072
	2.265	0.065
	2.367	0.060
	2.469	0.055
	2.571	0.051
	2.673	0.047
	2.775	0.044
	2.877	0.041
	2.979	0.038
	3.081	0.035
	3.183	0.033
	3.286	0.031
	3.388	0.029
	3.490	0.028
	3.592	0.026
	3.694	0.025
	3.796	0.023
	3.898	0.022
	4.000	0.021

8.7 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto sulla Normativa Ferroviaria *RFI DTC INC PO SP IFS 001 A* - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;

COEFFICIENTI DI COMB.		A1 STR	
Carichi permanenti	<i>sfav</i>	Y_{G1}	1.35
	<i>fav</i>		1
Carichi permanenti non strutturali	<i>sfav</i>	Y_{G2}	1.5
	<i>fav</i>		0
Traffico	<i>sfav</i>	Y_Q	1.45
	<i>fav</i>		0
Variabili	<i>sfav</i>	Y_{Qi}	1.5
	<i>fav</i>		0

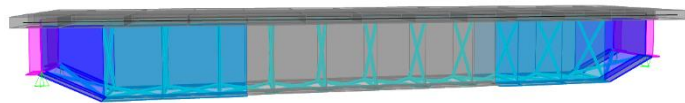
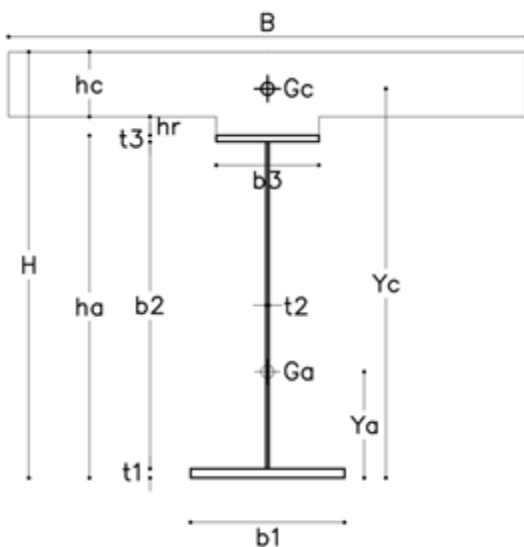
Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
<i>treno scarico</i>		
1	0	0
<i>serpeggio</i>		
1	0.8	0
<i>Eff_aerodinamici</i>		
0.8	0.5	0
<i>vento</i>		
0.6	0.5	0
<i>temperatura</i>		
0.6	0.6	0.5

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali			Azioni Orizzontali						Y _Q		
	GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45		
		<i>sfav</i>	<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
massima azione verticale e laterale	<i>Gruppo1</i>	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	<i>Gruppo2</i>	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	<i>Gruppo3</i>	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	<i>Gruppo4</i>	0.8	0.6	0	0.8	0.6	0.8	0.6	0.8	0.6	1	1	0

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

9 SEZIONI ELEMENTI IMPALCATO

La denominazione rispetta lo schema seguente:



Concio	centrale	laterale	var		
H	3330	3330	2230-3330	mm	altezza totale sezione
ha	2900	2900	1800-2900	mm	altezza totale trave
b3	800	800	800	mm	lunghezza piattab sup

t3	40	30	30	<i>mm</i>	spessore piattab sup
b2	2820	2840	1740	<i>mm</i>	altezza anima
t2	20	26	26	<i>mm</i>	spessore anima
b1	1400	1400	1400	<i>mm</i>	lunghezza piattab inf
t1	40	30	30	<i>mm</i>	spessore piattab inf
	2	2	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	3.6	3.6	<i>m</i>	INTERASSE ANIME

SOLETTA			
hr	50	<i>mm</i>	altezza cls su ala
hc	380	<i>mm</i>	altezza cls
B	4850	<i>mm</i>	larghezza collaborante

9.1 Concio centrale

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 141.00				$\alpha_y =$	0.713
Piattabande	c/t = 9.75				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.713				
asse neutro el. = cm 144.970	$\psi_d =$	-1.000				
	$c_{\psi} =$	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	38.96				
	classe 2	44.87				
	classe 3	100.46				
	$k_{\sigma} =$					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39			classe piattabanda	3
	CLASSE SEZIONE	4				

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\varepsilon (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi =$	0.643476	
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43	
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	1.000000	
ceff = rf . c	ceff =	39.00	cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	80.00	cm
Area efficace piattab.	$A_{c,eff} =$	320.00	cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	$H_{eff} ANIMA =$	219.86	cm
Area efficace anima	$A_{eff} ANIMA =$	439.73	cm ²

9.2 Concio laterale

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 109.23				$\alpha_y =$	0.622
Piattabande	c/t = 12.90				$\psi_y =$	-1.000
	$\alpha_d =$	0.622				
asse neutro el. = cm 144.969	$\psi_d =$	-1.000				
	$c_w =$	1.000				
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	45.46				
	classe 2	52.35				
	classe 3	100.46				
	$k_\sigma =$					
					classe dell'anima	4
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32				
	classe 2	8.14				
	classe 3	11.39			classe piattabanda	4
	CLASSE SEZIONE	4				

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\varepsilon (\kappa\sigma)0,5]$	$\lambda\pi =$	0.851368	
coeff. di imbozzamento	$k_s =$	0.43	
fattore di riduzione	$\rho\phi =$	0.915208	
ceff = rf . c	ceff =	35.42	cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	73.44	cm
Area efficace piattab.	A_{c,eff} =	220.31	cm²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H_{eff} ANIMA =	250.90	cm
Area efficace anima	A_{eff} ANIMA =	652.34	cm²

9.3 Concio iniziale (var. altezza minima)

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

	d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w = 66.92				α _y =	0.699
Piattabande	c/t = 12.90				ψ _y =	-0.999
asse neutro el. = cm 89.975	α _d = 0.699					
	ψ _d = -0.999					
	c _ψ = 1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1 39.82					
	classe 2 45.86					
	classe 3 100.45					
	k _σ =					
					classe dell'anima	3
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1 7.32					
	classe 2 8.14					
	classe 3 11.39				classe piattabanda	4
	CLASSE SEZIONE	4				

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

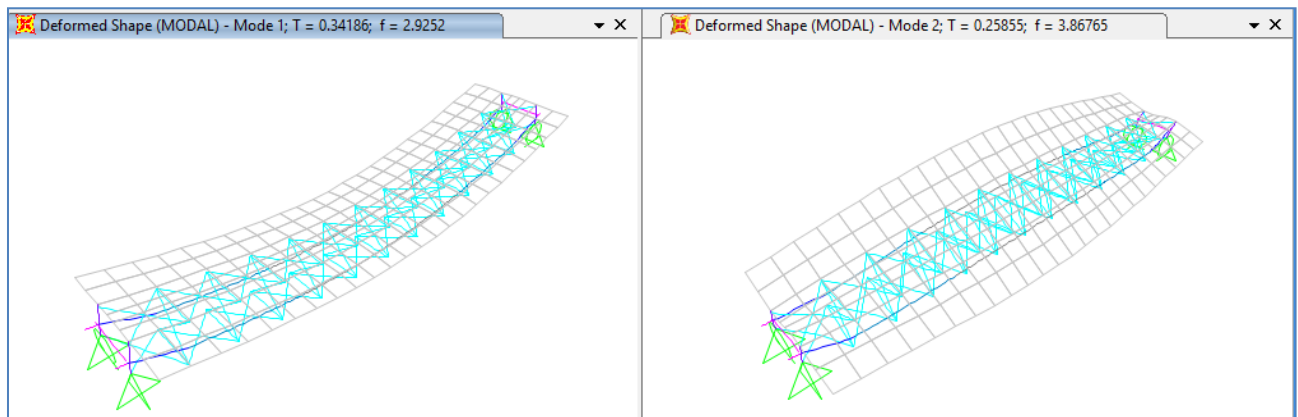
$\lambda\pi\phi = \chi / \tau\phi / [28,4.\varepsilon (\kappa\sigma)0,5]$	λπϕ =	0.851368
coeff. di imbozzamento	k _s =	0.43
fattore di riduzione	ρϕ =	0.915208
ceff = r _f . c	ceff =	35.42 cm
larghezza efficace compr.	b _{eff} =	73.44 cm
Area efficace piattab.	A _{c,eff} =	220.31 cm ²

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H _{eff} ANIMA =	174.00 cm
Area efficace anima	A _{eff} ANIMA =	452.40 cm ²

10 ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000, fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: il primo modo proprio di vibrare dell'impalcato è flessionale verticale, il secondo torsionale. Pertanto la prima frequenza propria con la quale si effettua la verifica dei requisiti per analisi statica o dinamica è quella del primo modo proprio di vibrare:



L'analisi è stata condotta verificando che il numero totale di mdv consentisse l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0.342	0.01853	0.000002307	0.78967	2%	0%	79%	3.102E-08	0.00000258	2.557E-09	0%	0%	0%	
MODAL	Mode	2	0.259	6.592E-08	0.2034	3.155E-07	2%	20%	79%	0.71437	2.101E-08	0.00049	71%	0%	0%	
MODAL	Mode	3	0.233	3.576E-07	0.75349	4.274E-07	2%	96%	79%	0.15264	8.442E-09	0.00013	87%	0%	0%	
MODAL	Mode	4	0.141	0.000002562	0.00004623	5.133E-08	2%	96%	79%	0.0000217	0.00002063	0.2525	87%	0%	25%	
MODAL	Mode	5	0.122	0.0366	0.000001197	0.00053	6%	96%	79%	5.463E-07	0.52592	0.00079	87%	53%	25%	
MODAL	Mode	6	0.116	0.00003594	0.00047	2.977E-07	6%	96%	79%	0.00029	0.00067	0.66966	87%	53%	92%	
MODAL	Mode	7	0.101	9.855E-07	0.00424	0.000006301	6%	96%	79%	0.08608	4.011E-08	0.00013	95%	53%	92%	
MODAL	Mode	8	0.096	0.00057	0.00000994	0.04918	6%	96%	84%	0.000009757	0.00002108	8.026E-07	95%	53%	92%	
MODAL	Mode	9	0.089	0.24988	6.453E-08	0.00167	31%	96%	84%	3.29E-09	0.02154	0.00003174	95%	55%	92%	
MODAL	Mode	10	0.086	0.32766	2.452E-08	0.00042	63%	96%	84%	1.268E-09	0.00027	0.00003032	95%	55%	92%	
MODAL	Mode	11	0.085	0.00063	2.401E-07	0.000000123	63%	96%	84%	1.807E-08	0.00002825	0.03928	95%	55%	96%	
MODAL	Mode	12	0.081	0.29132	9.342E-08	0.01677	93%	96%	86%	5.126E-10	6.889E-07	0.00001606	95%	55%	96%	
MODAL	Mode	40	0.047	7.957E-15	8.626E-15	3.731E-15	97%	99%	90%	3.308E-14	1.536E-13	9.824E-15	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	41	0.047	5.688E-13	6.085E-15	2.371E-14	97%	99%	90%	2.53E-14	2.994E-13	5.594E-16	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	42	0.047	4.446E-14	7.507E-15	1.088E-14	97%	99%	90%	5.248E-14	4.429E-15	8.206E-16	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	43	0.047	4.335E-13	6.422E-18	1.393E-14	97%	99%	90%	1.013E-14	1.362E-13	5.025E-15	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	44	0.047	4.712E-13	4.28E-14	7.014E-14	97%	99%	90%	2.822E-14	2.119E-13	1.831E-14	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	45	0.047	0.000007827	4.932E-11	0.000006733	97%	99%	90%	3.582E-12	4.206E-09	3.337E-11	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	46	0.047	0.00002759	8.035E-11	3.506E-07	97%	99%	90%	1.209E-11	0.00039	1.192E-08	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	47	0.046	0.00017	7.86E-08	0.00783	97%	99%	91%	3.938E-09	0.000005762	1.059E-10	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	48	0.044	1.331E-08	0.00003118	4.524E-08	97%	99%	91%	3.216E-07	3.323E-10	1.571E-08	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	49	0.044	0.00008037	0.000001629	0.00146	97%	99%	91%	2.008E-08	0.000002328	3.048E-10	97%	69%	97%	
MODAL	Mode	50	0.040	4.254E-09	0.00043	5.121E-07	97%	99%	91%	0.00303	9.086E-09	0.000008036	97%	69%	97%	

Considerando la prima frequenza propria flessionale dell'impalcato, si valuta la necessità o meno di effettuare analisi dinamiche piuttosto che statiche, in base alle indicazioni del RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.4.2.4., verificando che essa ricada nel fuso dei *Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]*.

La suddetta frequenza, calcolata analiticamente corrisponde a quella fornita dal modello.

Come si evince da grafico seguente non è necessario effettuare analisi dinamiche.

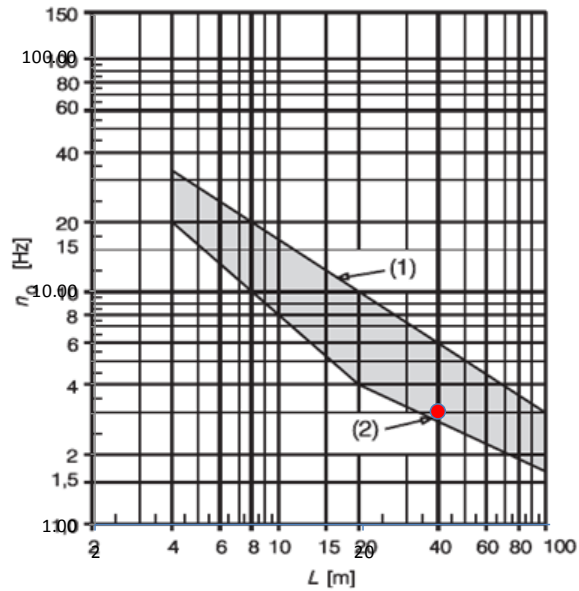
L	38	<i>m</i>
----------	-----------	----------

δ_0	33.6	<i>mm</i>
N_0	3.06	<i>Hz</i>

δ_0 è la freccia in mezzera dovuta alle azioni permanenti

N_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	6.24	<i>Hz</i>
(2)	2.74	<i>Hz</i>



(1) Limite superiore della frequenza naturale

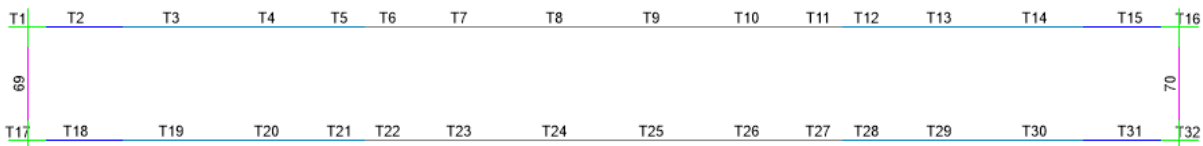
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

11 VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per le travi più sollecitate costituenti l'impalcato per le 3 fasi di carico.

11.1 Verifiche travi principali

Di seguito la legenda dei conci di trave verificati (vista in pianta delle travi nel modello):



SEZIONI EFFICACI:

Si riduce la sezione resistente della piattabanda superiore per i conci "iniziale" ed "laterale" come indicato al paragrafo 6, solo in fase 1 (soletta non reagente).

Si riduce la sezione resistente dell'anima per i conci "centrale" e "laterale" come indicato al paragrafo 6, per tutte e tre le fasi di calcolo.

FASE I (carichi: pesi propri: ACCIAIO *1.35 + SOLETTA C.A.*1.35)

TABLE: Element Forces - Frames										15220.36
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
T1	0 fase1	Combination		0	-6.14E-13	-1.80E-14	-3.36E-15	-4.80E-15	1.47E-11	
T2	0 fase1	Combination		293.168	-1580.88	-2.003	-0.0596	-0.3688	-45.4785	
T3	0 fase1	Combination		13.908	-1346.27	1.071	-0.0488	5.6684	4611.686	
T4	0 fase1	Combination		18.756	-1077.09	0.944	-0.0404	2.2357	8407.195	
T5	0 fase1	Combination		21.946	-807.912	-0.196	-0.0187	-0.7639	11381.35	
T6	0 fase1	Combination		21.946	-676.297	-0.196	-0.0187	-0.4519	12565.01	
T7	0 fase1	Combination		23.055	-537.854	-0.048	-0.0155	-0.1506	13517.58	
T8	0 fase1	Combination		24.578	-266.928	0.056	-0.0099	-0.0083	14791.61	
T9	0 fase1	Combination		24.578	4.001	-0.056	0.0099	-0.1845	15220.36	
T10	0 fase1	Combination		23.055	274.927	0.048	0.0155	0.002	14803.81	
T11	0 fase1	Combination		21.946	545.872	0.196	0.0187	-0.1447	13524.41	
T12	0 fase1	Combination		21.946	676.297	0.196	0.0187	-0.4519	12565.01	
T13	0 fase1	Combination		18.756	815.923	-0.944	0.0404	-0.751	11402.89	
T14	0 fase1	Combination		13.908	1085.098	-1.071	0.0488	2.2778	8459.32	
T15	0 fase1	Combination		244.703	1324.418	2.003	0.0596	6.1034	4651.292	
T16	0 fase1	Combination		-4.91E-12	-47.419	2.04E-14	-1.08E-16	-3.00E-16	-14.2258	

Mmax. (fase I) = **15520** kN*m

Tmax. (fase I) = **1581 KN**

FASE II: azioni di lunga durata (carichi: PERMANENTI PORTATI) = 1.5 * G2 + 1.5 * ritiro

TABLE: Element Forces - Frames				2582.17	-2582.17	26928.65			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
T1	0 fase2		Combination	6.14E-11	3.97E-12	9.33E-14	-1.61E-14	-3.33E-15	2.18E-11
T2	0 fase2		Combination	-7735.963	-2582.17	3.213	-2.8946	0.7478	7153.817
T3	0 fase2		Combination	-7985.519	-1313.766	-0.013	-0.1297	-0.1466	15441.13
T4	0 fase2		Combination	-7989.39	-1021.821	4.785	-0.4274	7.6839	19560.33
T5	0 fase2		Combination	-7989.502	-729.869	1.505	-0.1697	1.8343	22781.78
T6	0 fase2		Combination	-7989.502	-729.869	1.505	-0.1697	-0.5664	23945.92
T7	0 fase2		Combination	-7989.378	-437.913	1.141	-0.1085	1.6573	25088.88
T8	0 fase2		Combination	-7989.956	-145.971	0.869	-0.0669	1.0852	26466.65
T9	0 fase2		Combination	-7989.956	145.971	-0.869	0.0669	-1.6644	26928.65
T10	0 fase2		Combination	-7989.378	437.913	-1.141	0.1085	-1.9538	26474.87
T11	0 fase2		Combination	-7989.502	729.869	-1.505	0.1697	-2.9295	25091.82
T12	0 fase2		Combination	-7989.502	729.869	-1.505	0.1697	-0.5664	23945.92
T13	0 fase2		Combination	-7989.39	1021.821	-4.785	0.4274	-7.4601	22794.39
T14	0 fase2		Combination	-7985.519	1313.766	0.013	0.1297	-0.1066	19599.2
T15	0 fase2		Combination	-7735.963	2582.17	-3.213	2.8946	-9.5356	15417.01
T16	0 fase2		Combination	3.38E-11	4.35E-12	-4.26E-14	0	4.13E-14	2.66E-11

Mmax. (fase II) = **26928.6 kN*m**

Tmax. (fase II) = **2582 kN**

FASE III (carichi: SOVRACCARICHI ACCIDENTALI e AZIONI CLIMATICHE, si riporta l' involuppo delle combinazioni precedentemente descritte e depurate dei carichi G1 e G2 considerati rispettivamente in Fase I e Fase II)

TABLE: Element Forces - Frames						2300.08	-179.29	19983.97		
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
T1	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2.73E-12	2.216E-13	1.36E-12	0	3.84E-13	-4.1E-13
T2	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	569.761	-179.291	-116.351	-43.656	4.0301	277.9794
T3	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1486.914	-128.275	-196.151	17.1329	-294.544	6812.535
T4	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2038.79	-91.05	-146.663	-3.5614	-207.621	11660.57
T5	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2451.047	38.266	-109.466	-1.6012	-138.142	15323.16
T6	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2451.047	38.266	-109.466	-1.6012	80.8632	16779.25
T7	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2731.73	212.022	-69.6	5.38	-62.9365	17884.03
T8	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2872.957	418.043	-12.61	16.4159	50.8289	19402.85
T9	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2877.446	657.924	63.783	33.4834	180.7023	19977.1
T10	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2743.083	934.216	156.404	55.0604	322.2017	19582.47
T11	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2468.835	1243.539	251.833	78.4106	467.3029	18222.97
T12	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2468.835	1243.539	251.833	78.4106	83.7961	16698.41
T13	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2061.201	1557.433	346.109	100.865	592.1828	15840.58
T14	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	1508.498	1895.622	472.959	100.6334	781.8558	12398.79
T15	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	620.184	2300.083	324.678	208.8521	1034.549	7255.366
T16	0	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	0	6.565E-13	-5.2E-12	0	1.69E-12	7.04E-12

Mmax. (fase III) = **19984** kN*m

Tmax. (fase II) = **2300** kN



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

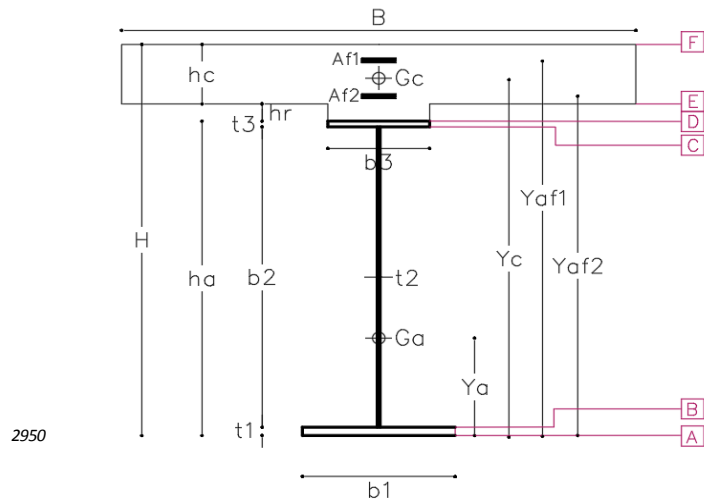
**VI01 - Relazione di calcolo impalcato a struttura mista
acciaio-calcestruzzo L=40m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0107001	A	43 di 80

11.1.1 Concio mezzera trave (tipo concio = centrale):

Dati sezione

Trave in acciaio		
schema statico		trave appoggiata
H	3330 mm	altezza totale sezione
ha	2900 mm	altezza totale trave
b3	800 mm	lunghezza piattab sup
t3	40 mm	spessore piattab sup
b2	2820 mm	altezza anima
t2	20 mm	spessore anima
b1	1400 mm	lunghezza piattab inf
t1	40 mm	spessore piattab inf
	2	NUMERO TRAVI
i	3.6 m	INTERASSE TRAVI
Aa	144400 mm ²	area acciaio
Ja	2.09E+11 mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1212 mm	baricentro trave
soletta		
hr	50 mm	altezza cls su ala
hc	380 mm	altezza cls
B	4850 mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06 mm ²	area cls
yc	3135 mm	baricentro soletta
armatura		
nφ1	10	ferri sup in un metro
φ1	24 mm	diámetro ferri sup.
Af1	21941 mm ²	area armatura sup
if1	100 mm	interferro
nφ2	10	ferri inf in un metro
φ2	20 mm	diámetro ferri inf.
Af2	15237 mm ²	area armatura inf
if2	100 mm	interferro
cf	50 mm	copriferro
yaf1	3280 mm	baricentro ferri sup
yaf2	3010 mm	baricentro ferri inf



		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
ya	1212 mm			baricentro trave		1125	
ye BT	2565 mm			sez a mom positivo		2576	
ye BT	1613 mm			sez a mom negativo			
ye LT	2177 mm			sez a mom positivo		2178	
ye LT	1613 mm			sez a mom negativo			
INERZIE							
Ja	2.09E+11 mm ⁴			inerzia sola trave		1.97E+11	
Ja+s	5.90E+11 mm ⁴			sez a mom positivo (BT)		5.87E+11	
Ja+f	3.23E+11 mm ⁴			sez a mom negativo (BT)			
Ja+s	4.80E+11 mm ⁴			sez a mom positivo (LT)		4.80E+11	
Ja+f	3.23E+11 mm ⁴			sez a mom negativo (LT)			
				sez. lorda			sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3		
mom. Flett.	M ed	15220.4	26928.7	19984.0	kNm	
taglio agente	T ed	338.1	364.9	621.8	kN	

		fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro	
ferri sup	Af1	0.0	-61.8	-23.9	-85.8	391.3	verificato	0.22	
ferri inf	Af2	0.0	-46.7	-14.8	-61.4	391.3	verificato	0.16	
cls sup	F	0.0	-3.7	-4.1	-7.8	18.8	verificato	0.41	
cls inf	E	0.0	-2.5	-2.0	-4.5	18.8	verificato	0.24	
piattab sup	D	-137.1	-40.5	-11.0	-188.6	338.1	verificato	0.56	
anima sup	C	-134.0	-38.3	-9.7	-182.0	338.1	verificato	0.54	
anima inf	B	83.8	120.0	86.3	290.1	338.1	verificato	0.86	
piattab inf	A	86.9	122.3	87.7	296.8	338.1	verificato	0.88	
			[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

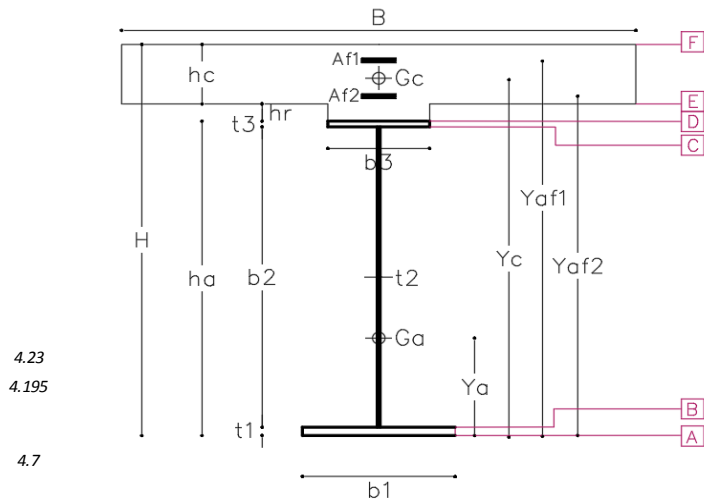
σ id TOT	σ limite	
85.8	391.3	verificato
61.4	391.3	verificato
7.8	18.8	verificato
4.5	18.8	verificato
188.6	338.1	verificato
201.9	338.1	verificato
295.4	338.1	verificato
296.8	338.1	verificato
	[Mpa]	[Mpa]

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	7.7	8.3	14.2	30.2	195.2	verificato
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

11.1.2 Concio laterale (Tipo concio = laterale):

Dati sezione

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3330	mm	altezza totale sezione
ha	2900	mm	altezza totale trave
b3	800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2840	mm	altezza anima
t2	25	mm	spessore anima
b1	1400	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	2		NUMERO TRAVI
i	3.6	m	INTERASSE TRAVI
Aa	139840	mm ²	area acciaio
Ja	1.81E+11	mm ⁴	inerzia acciaio
ya	1265	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	380	mm	altezza cls
B	4850	mm	larghezza collaborante
Ac	1.88E+06	mm ²	area cls
yc	3135	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	21941	mm ²	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	10		ferri inf in un metro
φ2	20	mm	diametro ferri inf.
Af2	15237	mm ²	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3280	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3010	mm	baricentro ferri inf



4.23
4.195
4.7

		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI				
nφ1	10	17.6	6.2	ya	1265	mm	baricentro trave	1123
φ1	24	soletta interam. reag.		yg BT	2593	mm	sez a mom positivo	2560
Af1	21941	soletta interam. reag.		yg BT	1665	mm	sez a mom negativo	
if1	100			yg LT	2218	mm	sez a mom positivo	2070
nφ2	10			yg LT	1665	mm	sez a mom negativo	
φ2	20			INERZIE				
Af2	15237	0.18		Ja	1.81E+11	mm ⁴	inerzia sola trave	1.60E+11
if2	100	0.53		Ja+s	5.33E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (BT)	5.29E+11
cf	50	8.664E+11		Ja+f	2.88E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (BT)	
yaf1	3280			Ja+s	4.33E+11	mm ⁴	sez a mom positivo (LT)	4.33E+11
yaf2	3010			Ja+f	2.88E+11	mm ⁴	sez a mom negativo (LT)	
				sez. lorda				sez. efficace

Verifica

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	12565.0	23945.9	16779.2	kNm
taglio agente	T ed	1580.9	2582.2	2300.1	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-66.97	-22.81	-89.8	391.3	verificato 0.23
ferri inf	Af2	0.00	-52.02	-14.25	-66.3	391.3	verificato 0.17
cls sup	F	0.00	-3.95	-3.93	-7.9	18.8	verificato 0.42
cls inf	E	0.00	-2.76	-1.99	-4.7	18.8	verificato 0.25
piattab sup	D	-139.39	-45.93	-10.76	-196.1	338.1	verificato 0.58
anima sup	C	-137.04	-44.27	-9.81	-191.1	338.1	verificato 0.57
anima inf	B	85.68	112.95	80.21	278.8	338.1	verificato 0.82
piattab inf	A	88.03	114.61	81.16	283.8	338.1	verificato 0.84
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

σ id TOT	σ limite	
89.8	391.3	verificato
66.3	391.3	verificato
7.9	18.8	verificato
4.7	18.8	verificato
196.1	338.1	verificato
304.2	338.1	verificato
304.2	338.1	verificato
283.8	338.1	verificato
		[Mpa] [Mpa]

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	27.4	44.8	39.9	112.2	195.2	verificato 0.57
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

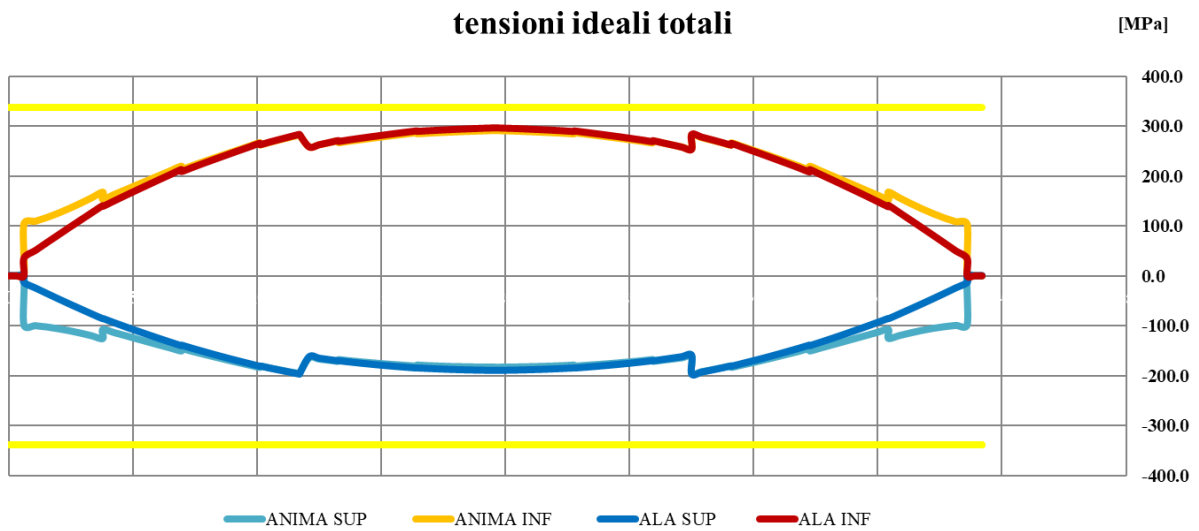
**VI01 - Relazione di calcolo impalcato a struttura mista
acciaio-calcestruzzo L=40m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0107001	A	46 di 80

11.1.3 Concio iniziale (Tipo concio = VAR. altezza minima):

11.1.4 Fuso delle tensioni

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre inferiore e superiore della trave di progetto ovvero la trave di riva che risulta essere quella maggiormente sollecitata.



Le verifiche risultano soddisfatte.

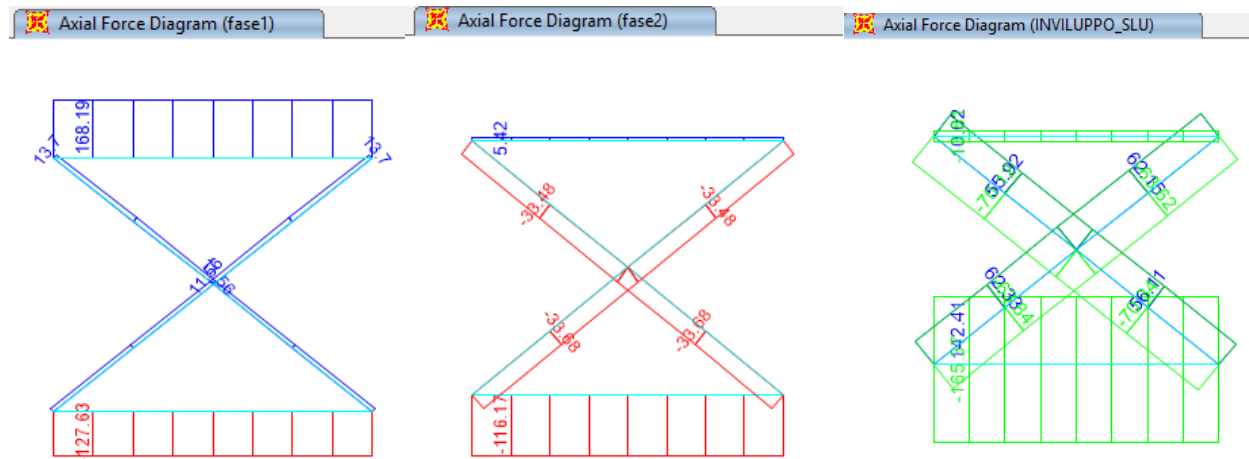
11.2 Verifiche diaframmi

11.2.1 Diaframmi correnti

I correnti inferiori e superiori ed i diagonali che compongono i diaframmi correnti sono profili 2L 100 x 10

TRAZIONE

Il calcolo dell'azione assiale di *trazione* N_{ed} , per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:



Fase1:

$N_{Ed\ 1t} = 168.2$ kN (briglia superiore)

$N_{Ed\ 1t} = 13.7$ kN (diagonali)

Fase2:

$N_{Ed\ 2t} = 5.42$ kN (briglia superiore)

Fase3:

$N_{Ed\ 3t} = 15$ kN (briglia superiore)

$N_{Ed\ 3t} = 143$ kN (briglia inferiore)

$N_{Ed\ 3t} = 62.3$ kN (diagonali)

La N_{Ed} di calcolo a trazione è quindi la somma di $N1_t + N2_t + N3_t$

Si riporta la verifica più gravosa

TRAZIONE			
$N_{Ed} =$	189	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$f_{tk} =$	510	MPa	resistenza di calcolo
$\gamma_{m0} =$	1.05	-	coeff. SLU
$\gamma_{m2} =$	1.25	-	coeff. SLU
$f_{yd} =$	338	MPa	resistenza di progetto
$A =$	3840	mm ²	area sezione lorda
$A_n =$	2880	mm ²	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
$N_{pl,Rd} =$	1298	kN	res pl della sez lorda
$N_{u,Rd} =$	1058	kN	res a rottura della sez netta
$N_{t,Rd} =$	1058	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$		✓	verifica soddisfatta

COMPRESSIONE

Il calcolo dell'azione assiale di compressione $N_{Ed,c}$ per eseguire la relativa verifica è dato dalla somma delle aliquote derivanti dai modelli relativi alle diverse fasi:

Fase 1:

$$N_{Ed,1c} = 128 \text{ kN (briglia inferiore)}$$

Fase 2:

$$N_{Ed,2c} = 116 \text{ kN (briglia inferiore)}$$

Fase 3

$$N_{Ed,3c} = 10 \text{ kN (briglia superiore)}$$

$$N_{Ed,3c} = 166 \text{ kN (briglia inferiore)}$$

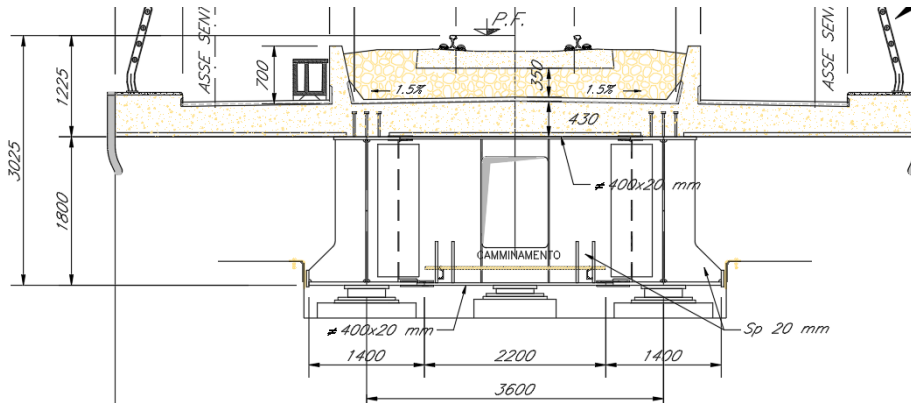
$$N_{Ed,3c} = 70 \text{ kN (diagonali)}$$

La $N_{Ed,c}$ di calcolo a compressione è quindi la somma di $N1_c + N2_c + N3_c$,

Si riporta la verifica più gravosa

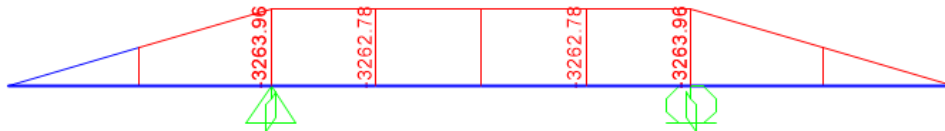
Stabilità delle aste compresse			
E =	209000	MPa	modulo elastico
	1		classe della sezione
N _{ed} =	410	kN	sollecitazione agente
f _{yk} =	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	3840	mm ²	area della sezione
L =	3600	mm	lunghezza dell'asta
J =	3541644	mm ⁴	inerzia della sezione
Y _{m1} =	1.05	-	coeff. SLU
A _{eff} =	3840	mm ²	area efficace della sezione
χ =	0.32	OK	
φ =	2		
α =	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
λ =	1.6		snellezza adimensionale
β =	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L ₀ =	3600	mm	lunghezza libera d'inflessione
N _{cr} =	563697	N	carico critico euleriano
ν =	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N _{b,Rd} =	419.0	kN	
N _{b,Rd} ≥ N _{ed}		✓	verifica soddisfatta

11.2.2 Diaframmi di testata

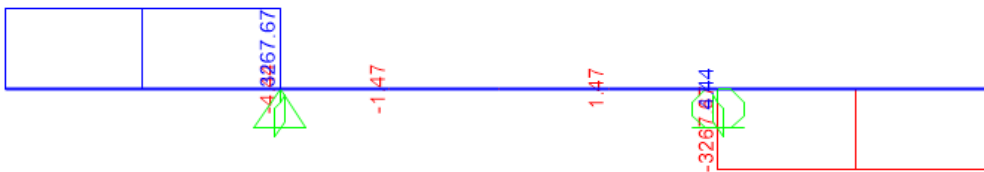


Si riporta la verifica a sollevamento dell'impalcato in caso di sostituzione degli apparecchi d'appoggio. I carichi agenti saranno quelli permanenti (pesi propri e permanenti portati) e i vincoli sono stati ipotizzati a una distanza dall'asse trave pari a circa 1m.

Moment 3-3 Diagram (SLU)



Shear Force 2-2 Diagram (SLU)



Sollecitazioni massime sulla sezione piena:

$$M_{\max} = -3264 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = -3268 \text{ kN}$$

Sollecitazioni massime sui sottopannelli sopra e sotto il passo d'uomo:

$$N = -3264 / 1.44 = -2267 \text{ kN}$$

$$V \max = -3268 / 2 = -1634 \text{ kN}$$

11.2.2.1 Sezione piena

Geometria trave - pannello d'anima

Htot = **1800** mm

C1 = **1760** mm

t1 = **20** mm

C2 = **200** mm

t2 = **20** mm

C3 = **200** mm

t3 = **20** mm

Irrigidimento = **0** tipologia di irrigidimento adottata

N_{irr, long} = **0** numero di irrigidimenti longitudinali

h_{i, irr, long} = **ΔH** altezze irrigidimenti longitudinali

a = **800** mm

lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali

A_{s, lorda} = 52000 mm²

area sezione lorda

Z_{Gs, lorda} = 900.0 mm

posizione "z" asse baricentrico sezione lorda

I_{s, lorda, y} = 2.239E+10 mm⁴

momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda

Y_{Gs, lorda} = 0.00 mm

posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima

I_{s, lorda, z} = 2.48E+08 mm⁴

momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda

A_{p, anima} = 35200 mm²

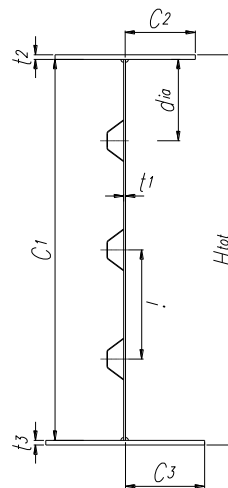
area sezione lorda pannello d'anima

Y_{p, anima} = 0.00 mm

posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima

I_{p, anima} = 1.173E+06 mm⁴

momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima



Classe anima	3	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)
Classe ala sup.	3	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)
Classe ala inf.	3	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)

calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	20.00	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff.} =$	7.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff.} =$	12.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	52000.00	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a.Gz,eff} =$	900.00	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	0.00	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	0.00	mm	
$I_{y,eff.} =$	2.24E+10	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	2.49E+07	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	4.59E+08	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	3.80E+06	mm ³	
$N_{Ed} =$	0.0	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	-3264.0	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0$$

0.3880 < 1 Verifica soddisfatta!

Verifica d'instabilità per taglio:

N_{Ed} = 0.0 kN Sforzo normale di progetto

M_{Ed} = -3264.0 kNm Momento di progetto

V_{Ed} = -3268 kN Taglio di progetto

h_w = 1760 mm altezza pannello

t = 20 mm spessore pannello

N_{irr, long} = 0 numero di irrigidimenti longitudinali

k_{tl} = 0.000

k_τ = 6.569 coefficiente per instabilità a taglio

η = 1.2

h_w/t = 88.00 > 48.6 verifica necessaria!

σ_E = 2.45 N/mm² tensione critica euleriana

τ_{cr} = 16.12 N/mm² tensione tangenziale critica

f_{yw} = 355.00 N/mm² tensione di snervamento del pannello

f_{yf} = 355.00 N/mm² tensione di snervamento della piattabanda

b_f = 243 mm larghezza efficace della piattabanda

λ_w = 1.13 coefficiente di snellezza

χ_w = 0.75 coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello

M_{rk} = 5067.8 kNm momento resistente di progetto

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

V_{bw,Rd} = 4901.04 kN contributo resistente dell'anima

$$M_{f,red} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs}) \cdot f_{yf}} \right)$$

M_{f,red} = 4826.51 kNm momento resistente di progetto ridotto

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right]$$

V_{bf,Rd} = 12.7 kN contributo resistente delle piattabande

$$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} = 7870.44 \text{ kN}$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

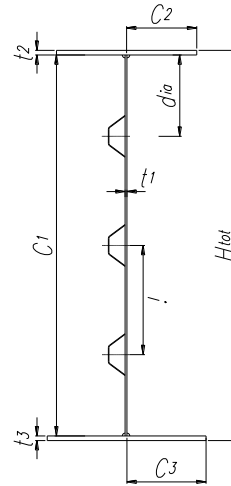
V_{b,Rd} = 4913.7 kN > 3268 Verifica soddisfatta!

η₃ = 0.665

11.2.2.2 Passo d'uomo

Geometria trave - pannello d'anima

Htot=	460	mm	
C1=	420	mm	
t1=	20	mm	
C2=	200	mm	
t2=	20	mm	
C3=	200	mm	
t3=	20	mm	
Irrigidimento=	0	tipologia di irrigidimento adottata	
Nirr,long=	0	numero di irrigidimenti longitudinali	
hi,irr,long=	ΔH	altezze irrigidimenti longitudinali	
a=	800	mm	lunghezza pannello tra due irrigidimenti trasversali
As,lorda =	25200	mm ²	area sezione lorda
ZGs,lorda =	230.0	mm	posizione "z" asse baricentrico sezione lorda
Is,lorda,y =	9.372E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda
YGs,lorda =	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda-asse anima
Is,lorda,z =	2.47E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda
Ap,anima =	8400	mm ²	area sezione lorda pannello d'anima
Yp,anima =	0.00	mm	posizione "Y" asse baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Ip,anima =	2.800E+05	mm ⁴	momento d'inerzia "z" baricentrico sezione lorda pannello d'anima
Classe anima	1	Classe piattabanda anima (soggetta a flessione)	
Classe ala sup.	3	Classe piattabanda ala sup. (soggetta a compressione)	
Classe ala inf.	3	Classe piattabanda ala inf. (soggetta a compressione)	



calcolo caratteristiche geometriche efficaci:

$t_{w,eff.} =$	20.00	mm	spessore anima zona compressa efficace
$t_{s1,1,eff.} =$	7.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$t_{s1,2,eff.} =$	12.00	mm	spessore irrigidimento zona compressa efficace
$A_{c,eff.} =$	25200.00	mm ²	area sezione lorda efficace
$h_{a.Gz,eff} =$	230.00	mm	posizione asse baricentrico sezione lorda efficace
$Y_{Gs.lorda} =$	0.00	mm	posizione "y" asse baricentrico sezione lorda efficace-asse anima
$e_{Nz} =$	0.00	mm	eccentricità lungo "z" asse neutro sezione efficace
$e_{Ny} =$	0.00	mm	
$I_{y,eff.} =$	9.37E+08	mm ⁴	momento d'inerzia "y" baricentrico sezione lorda efficace
$W_{y,eff.} =$	-4.07E+06	mm ³	modulo di resistenza "y"
$I_{z,eff.} =$	2.29E+08	mm ⁴	
$W_{z,eff.} =$	-2.29E+07	mm ³	
$N_{Ed} =$	-2267.0	KN	Sforzo normale di progetto
$M_{Ed} =$	0.0	KNm	Momento di progetto
$M_{Loc_Ed} =$	0.00	KNm	Momento LOCALE di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0$$

0.2661 < 1 Verifica soddisfatta!

Verifica d'instabilità per taglio:

N_{Ed} = -2267.0 kN **Sforzo normale di progetto**
M_{Ed} = 0.0 kNm **Momento di progetto**
V_{Ed} = -1634 kN **Taglio di progetto**

h_w = 420 mm altezza pannello
t = 20 mm spessore pannello
N_{irr,long} = 0 numero di irrigidimenti longitudinali
k_{tl} = 0.000
k_c = 5.410 coefficiente per instabilità a taglio
η = 1.2
h_w/t = 21.00 < 48.6 pannello verificato

σ_E = 43.08 N/mm² tensione critica euleriana
τ_{cr} = 233.08 N/mm² tensione tangenziale critica
f_{yw} = 355.00 N/mm² tensione di snervamento del pannello
f_{yf} = 355.00 N/mm² tensione di snervamento della piattabanda
b_f = 243 mm larghezza efficace della piattabanda
λ_w = 0.30 coefficiente di snellezza
χ_w = 1.20 coefficiente funzione dell'instabilità elastica del pannello
M_{ik} = 1252.7 KNm momento resistente di progetto

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad V_{bw,Rd} = 1878.17 \quad \text{KN} \quad \text{contributo resistente dell'anima}$$

$$M_{f,red} = \frac{M_{ik}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_n + A_b) \cdot f_{yf}} \right) \quad M_{f,red} = 1193.55 \quad \text{KNm} \quad \text{momento resistente di progetto ridotto}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right] \quad V_{bf,Rd} = 33.6 \quad \text{KN} \quad \text{contributo resistente delle piattabande}$$

$$(1.2 \cdot f_{ywd} \cdot h_w \cdot t) / \sqrt{3} = 1878.17 \quad \text{KN}$$

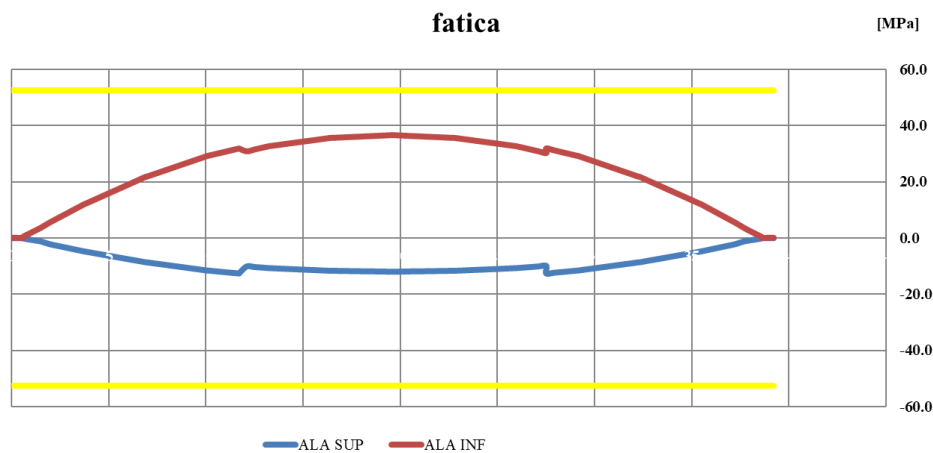
$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad V_{b,Rd} = 1878.2 \quad \text{KN} \quad > 1634 \quad \text{Verifica soddisfatta!}$$

$$\eta_3 = 0.870$$

12 VERIFICA A FATICA TRAVI PRINCIPALI

Viene di seguito riportata la verifica a fatica della trave maggiormente sollecitata nelle condizioni di traffico ferroviario comprensivo degli effetti dinamici.

Fuso delle tensioni lungo le piattabande della trave di progetto per lo stato limite di fatica:



La sezione maggiormente sollecitata è quella in mezzeria:

Le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

		FATICA				
mom. Flett.	M ed	12569.1		kNm		
taglio agente	T ed	1238.6		kN		

	fibra	σ FASE 3	σ TOT	σ limite		tasso di lavoro
ferri sup	Af1	-15.1	-15.1	391.3	verificato	0.04
ferri inf	Af2	-9.3	-9.3	391.3	verificato	0.02
cls sup	F	-2.6	-2.6	18.8	verificato	0.14
cls inf	E	-1.3	-1.3	18.8	verificato	0.07
piattab sup	D	-6.9	-6.9	338.1	verificato	0.02
anima sup	C	-6.1	-6.1	338.1	verificato	0.02
anima inf	B	54.3	54.3	338.1	verificato	0.16
piattab inf	A	55.1	55.1	338.1	verificato	0.16

[Mpa] [Mpa] [Mpa]

		τ FASE 3	τ TOT	τ limite		tasso di lavoro
anima	C, D	28.2	28.2	195.2	verificato	0.14

[Mpa] [Mpa] [Mpa]

Si calcola il fattore di correzione: $\lambda = 0.64 = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 < 1.4$

Si avrà una tensione massima = $0.64 * 55.1 = 35.3$ MPa

$\Delta\sigma_a = 71$ Mpa ($\Delta\sigma_{a_{rid.}} = 0.89 * 71 = 63.1$ Mpa)

$35.3 < 63.1/1.35 = 46.8$ Mpa (verifica soddisfatta)

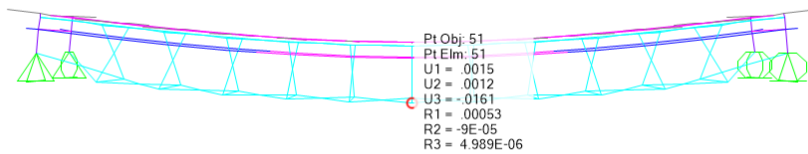
13 VERIFICHE SLE

13.1 Verifiche di deformabilità

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considera agente il treno di carico con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

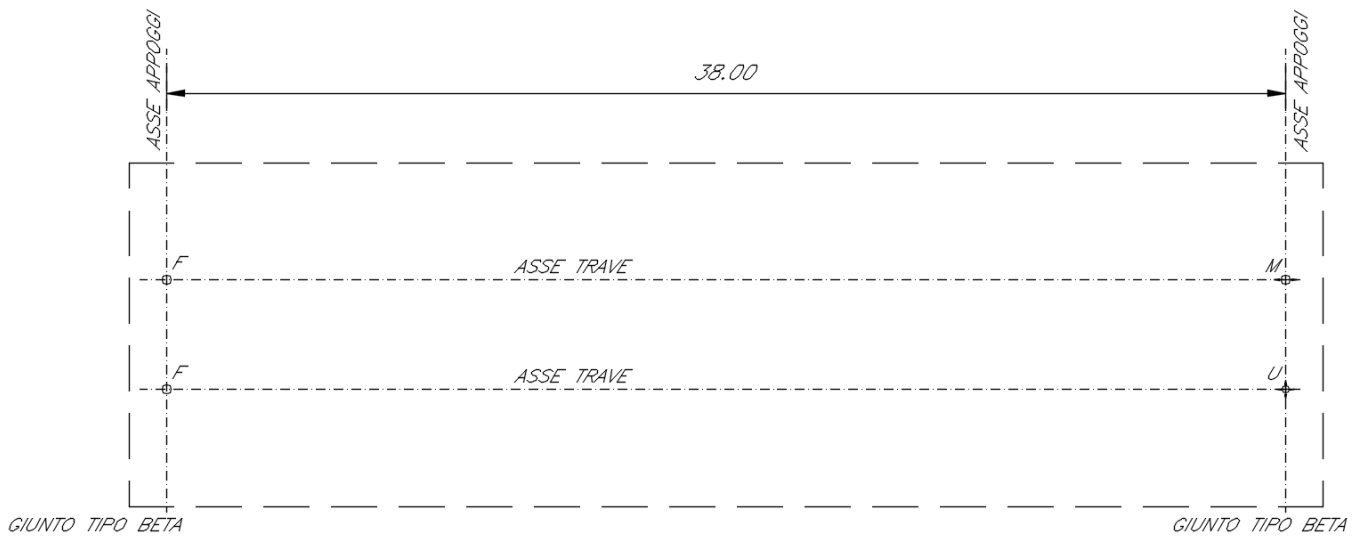
Abbassamento $16.1 \text{ mm} < L/1000 = 38 \text{ mm}$



14 REAZIONI AGLI APPOGGI

14.1 Schema appoggi

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



LEGENDA APPARECCHI DI APPOGGIO
IN ACCIAIO TEFLON, SFERICI, DIELETRICI

<i>Appoggio Fisso o rigidità variabile (F)</i>	
<i>Appoggio Multidirezionale (M)</i>	
<i>Appoggio Unidirezionale (U)</i>	

Figura 4 Schema appoggi

14.2 Reazioni appoggi

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato:

	R1	R2	L ϕ	α	$\phi 3$
LM71	2137	1616	38	1.1	1.000
SW/0	2242	1749	38	1.1	1.000
SW/2	2710	2241	38	1	1.000

Che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio (lato fisso) forniscono i risultati in tabella seguente.

Appoggio	A			B			C			D			E			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0			0						0.00
Permanenti G2	1200			1200			0			0						0.00
Ballast																0.00
Comb. Nmax Qv	1436			1274			0			0			0			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		578			578			0								3.00
Comb. Nmax Q centrifuga																0.00
Comb. Nmax Q serpeggio			25			25			0			0				3.00
Comb. MTmax Qv	1436			1274			0			0						0.00
Comb. MTmax Q frenatura		578			578			0								3.00
Comb. MTmax Q centrifuga																0.00
Comb. MTmax Q serpeggio			25			25			0			0				3.00
Comb. MLmax Qv	1436			1274												0.00
Comb. MLmax Q frenatura		578			578											3.00
Comb. MLmax Q centrifuga																0.00
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25										3.00
Vento Ponte Scarico			234			234						0				3.30
Vento Ponte Carico			256			256										3.65
Attrito permanente		75	75		75	75		0	0		0	0		0	0	0.00
Attrito carichi mobili		43	43		38	38		0	0		0	0		0	0	0.00
Sisma longitudinale		1537			1520			0			0			0		2.50
Sisma trasversale			769			760			0			0			0	2.50
Sisma verticale	384			380			0			0			0			0.00

15 EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-clc: 2 travi alte 2.9m ad interasse 3.6m, soletta in cls Rck= 40 MPa con altezza variabile: 43cm - 37cm.

15.1 Analisi dei carichi

I carichi adottati per le verifiche di resistenza e deformabilità della soletta in c.a. sono i seguenti.

15.1.1 Carichi permanenti

15.1.1.1 Pesi propri

Valutati direttamente dalla geometria inserita nel modello di calcolo considerando $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

15.1.1.2 Permanenti portati

- Cordoli +impermeabilizzazione = 11.4 kN/m
- Armamento + impermeab. + rialzo in curva = 15 kN/m²
- Muretti parabalast + canalette +impianti = 14.5 KN
- Barriere antirumore = 32 kN
- Velette =4.7 kN

15.1.2 Sovraccarichi accidentali

15.1.2.1 Treni di carico

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta di copertura, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 2.98m.

$$q_{LM71} = 250 \text{ kN} \cdot \alpha / 1.6 \text{ m}$$

LM71	171.88	carico unitario da ripartire su		2.98	->	57.77	KN/m
Lϕ	3	*	3.6	=	10.8	m	
coeff amplificazione dinamica	$\Phi 3$			=	1.43	m	

15.1.2.2 Folla

10 kN/m², applicata su una larghezza pari a 0.82 m.

15.1.2.3 Serpeggio

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN,}$$

$\delta_h = 0.8 \text{ m}$; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta

$$M_s = 100 * 0.8 = 80 \text{ kNm/m;}$$
 momento trasversale da serpeggio

15.1.2.4 Centrifuga

Considerando una diffusione del carico secondo $\frac{1}{4}$ nel ballast ed a 45° nella soletta e traversine 240x20 ad interasse 60 cm, il carico dovuto ai treni si ripartisce:

- longitudinalmente su una larghezza di 1.60 m (L_{long});
- trasversalmente su una larghezza di 3.0 m (L_{trasv});

centrifuga LM71

$$q_v = 250 * 1.1 / 1.60 = 171.88 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c * q_v = 0.13 * 171.8 = 21.8 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

$$c = (V^2) / (127 * R) * f$$

La forza q_t applicata secondo normativa ad 1.8 m al di sopra del P.F., presenta un braccio rispetto al piano medio della soletta $b = 2.8 \text{ m}$ e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t * b = 21.8 * (1.8 + 0.8 + 0.2) = 61 \text{ kNm/m}$$

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalla forza centrifuga sulla soletta è stata considerata la presenza di un solo treno di carico (LM71).

15.1.2.5 Deragliamento

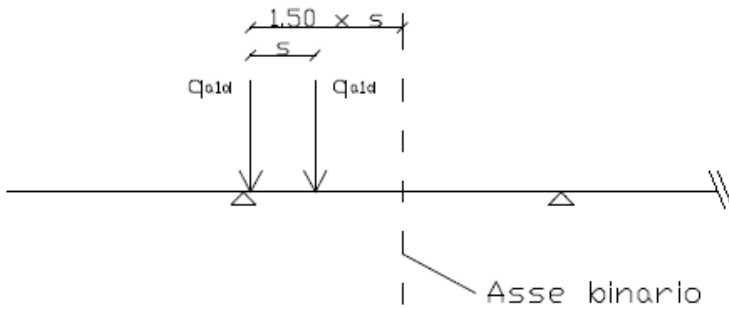
$$s = \text{distanza di scartamento} = 1.435 \text{ m}$$

$$1.5 * s = 2.1525 \text{ m}$$
 distanza massima dell'asse di carico dall'asse del binario

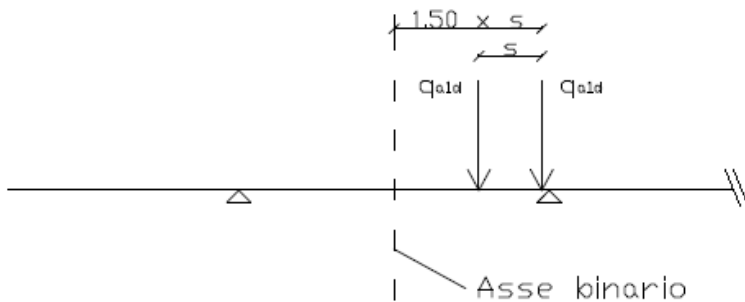
$$q_{a1d} = 50 \text{ kN/m}$$
 asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

$$q_{a2d} = 80 \text{ kN/m}$$
 asse di carico caso 2 (stesa di carico = 20.00 m)

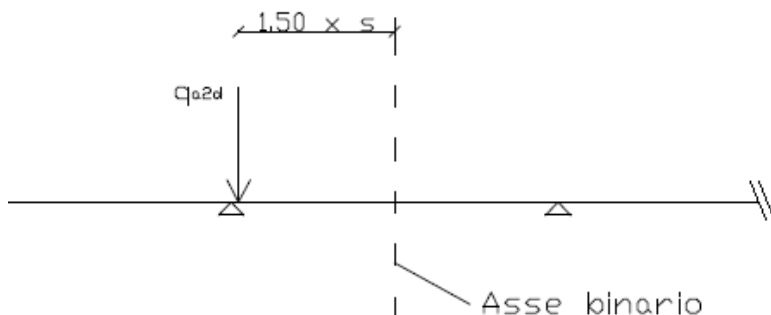
Caso 1a



Caso 1b



Caso 2



Per ragioni di semplicità (l'assunzione tuttavia non ha alcuna conseguenza sul dimensionamento strutturale), gli effetti del deragliamento del treno sono assimilati ad una condizione d'esercizio e pertanto vengono confrontati in alternativa agli effetti prodotti dal treno di progetto.

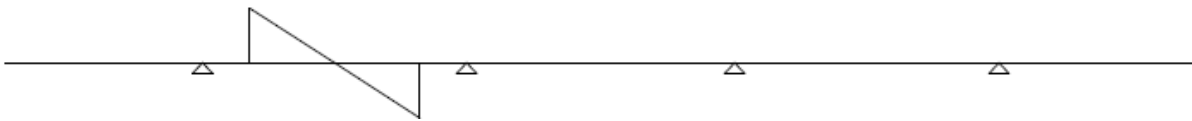
15.1.3 Azioni climatiche

15.1.3.1 Vento

Vento su barriera antirumore alta 4m: $q_v = 3.5 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno: v come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 30 \text{ kN/m}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L = 2.98 \text{ m}$$

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più vicino alla barriera si ammetterà in alternativa:

- il vento trasversale sulla barriera antirumore diretto verso il treno (+ q_v),
- il vento trasversale sul treno diretto verso la barriera antirumore (- v).

In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario si ammetterà la presenza contemporanea di q_v e v (con lo stesso segno).

Nell'ipotesi di assenza di barriere antirumore si assumerà ovviamente il verso sfavorevole del vento trasversale sul treno ($\pm v$).

15.2 Combinazione dei carichi

5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

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 ⁽³⁾	0,20 ⁽³⁾
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

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.

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	g_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_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

Facendo riferimento ai Gruppi 1 e 2, si ottengono le seguenti combinazioni

• **COMBINAZIONI S.L.U.**

CARICHI	coefficienti combinazioni SLU													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico Dx	1.5	0	0.9	0	0	0.9	0	0.9	0	0.9	-0.9	0	0	-0.9
vento scarico SX	0	-1.5	0	-0.9	-0.9	0	0.9	0	0.9	0	0	-0.9	-0.9	0
folia Dx	0.75	0	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.75	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45
serpeggio dx + centrif dx	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16	0
serpeggio sx + centrif sx	0	0	0	0	0	0	0	1.16	0	0	0	0	0	1.16
serpeggio sdx + centrif sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0	0

• **COMBINAZIONI S.L.E.**

CARICHI	coefficienti combinazioni SLE - rara													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	-0.6	-0.6	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	0	-0.6
vento scarico Dx	1	0	0.6	0	0	0.6	0	0.6	0	0.6	-0.6	0	0	-0.6
vento scarico SX	0	-1	0	-0.6	-0.6	0	0.6	0	0.6	0	0	-0.6	-0.6	0
folia Dx	0.5	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.5	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	1
serpeggio dx + centrif dx	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5	0
serpeggio sx + centrif sx	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.5
serpeggio sdx + centrif sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0	0
CARICHI	coefficienti combinazioni SLE - frequente													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
G	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
vento carico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento carico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento scarico SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Dx	0.8	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
folia Sx	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0
LM71 DX_env	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0
LM71 SX_env	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0	0.8
serpeggio dx + centrif dx	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4	0
serpeggio sx + centrif sx	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.4
serpeggio sdx + centrif sdx	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.4	0.4	0	0

15.3 Criteri di verifica

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

- Verifiche di stato limite di esercizio:
 - Verifiche di deformabilità
 - Verifiche a fessurazione
 - Verifica delle tensioni
- Verifiche di stato limite di ultimo
 - Verifica a flessione
 - Verifica a taglio

15.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo

15.3.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

15.3.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

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. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

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

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due relazioni sopra definite:

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

In cui:

dè l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

Sè interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

15.3.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tabella 3 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono sempre "aggressive".

15.3.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$ per la combinazione rara.

15.3.2.2 Verifica delle tensioni

I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

15.4 Verifiche di resistenza

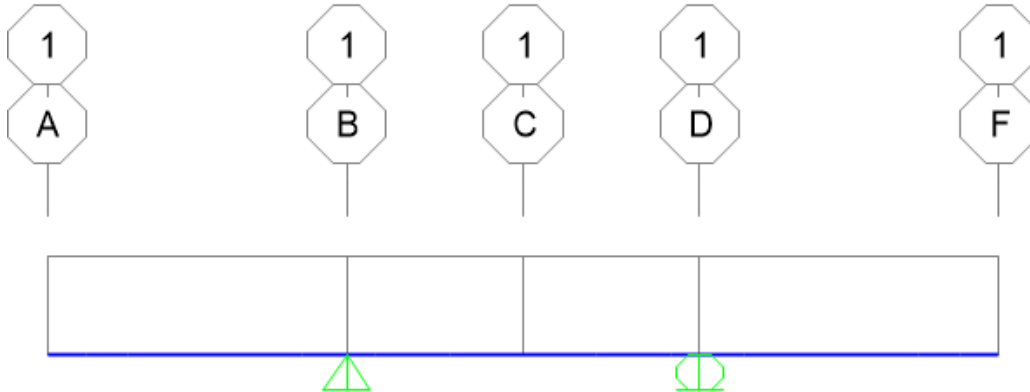


Figura 5 Schema soletta

L'involuppo delle sollecitazioni come da combinazione allo S.L.U. è il seguente:

 Moment 3-3 Diagram (INVILUPPO_SLU+PP)

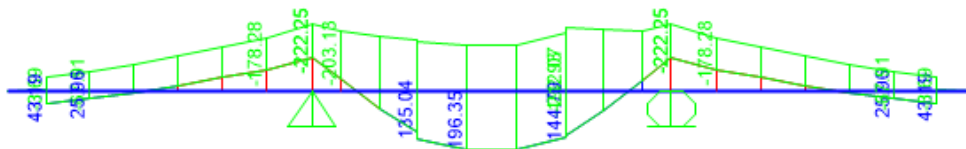


Figura 6 Involuppo sollecitazioni flettenti (S.L.U.)

 Shear Force 2-2 Diagram (INVILUPPO_SLU+PP)

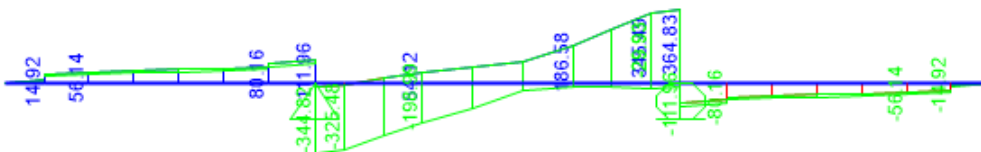
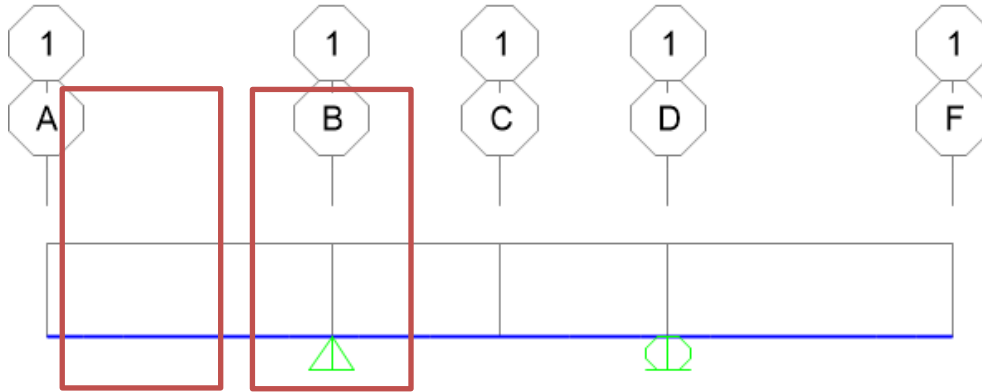


Figura 7 Involuppo sollecitazioni taglianti (S.L.U.)



15.4.1 Verifiche SLU

15.4.1.1 Sezione appoggi B, D:

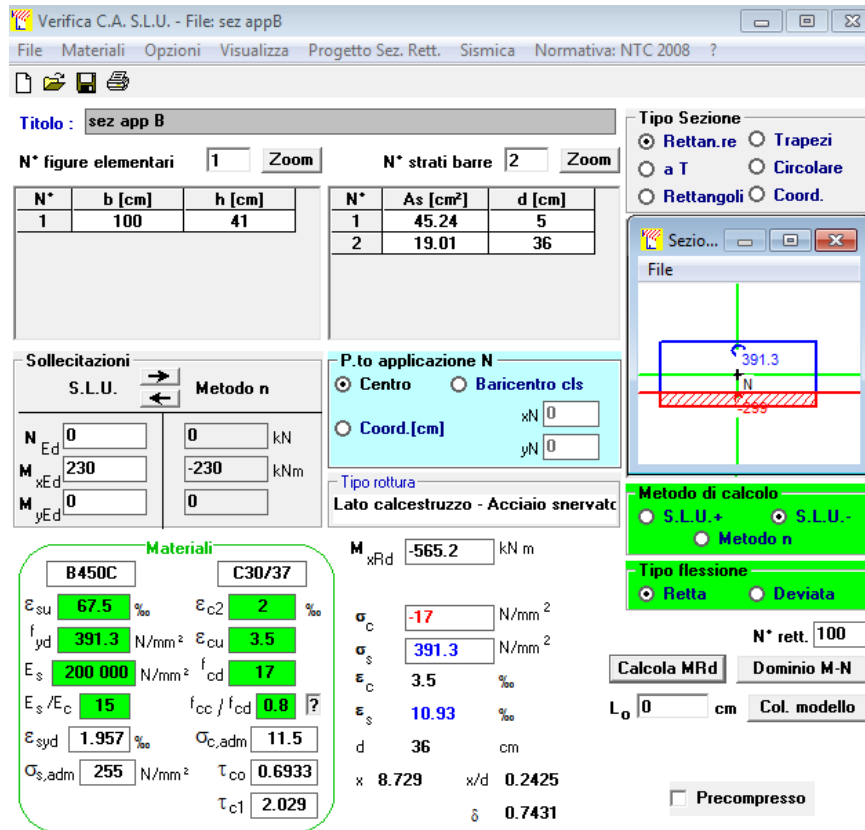
Verifica a flessione

$M_{max} (-) = -222 \text{ kNm}$

$T_{max} (-) = 365 \text{ kN}$

Ferri sup: $\Phi 24/10$

Ferri inf: $\Phi 22/20$



Verifica C.A. S.L.U. - File: sez appB

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: sez app B

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	41	1	45.24	5
			2	19.01	36

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	230	-230	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Parametri di calcolo:
 $M_{xRd} = -565.2 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -17 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = 10.93 \text{ ‰}$
 $d = 36 \text{ cm}$
 $x = 8.729$ $x/d = 0.2425$
 $\delta = 0.7431$

La verifica risulta soddisfatta.

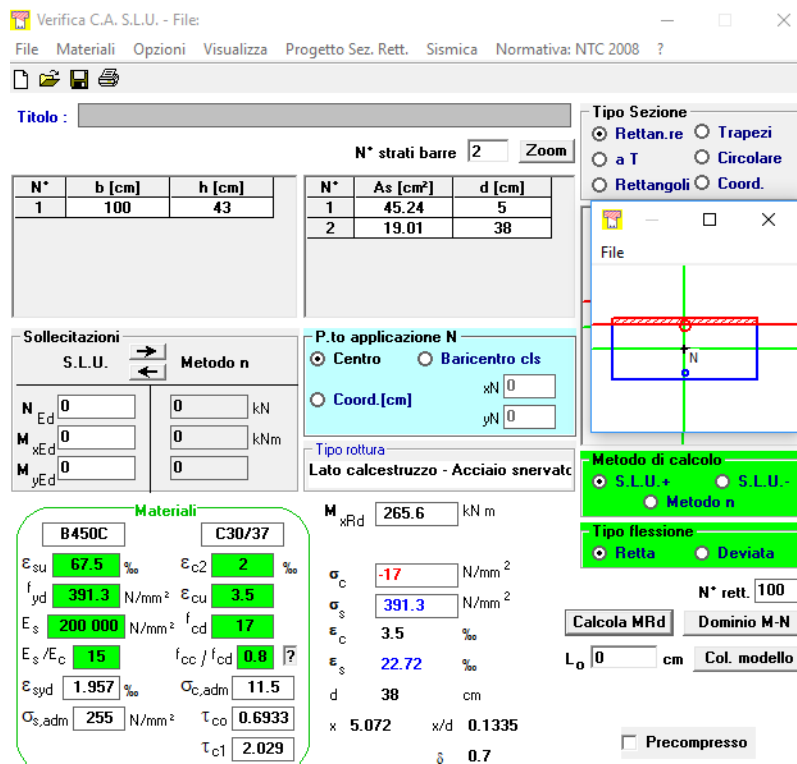
15.4.1.2 Sezione campata BD

Verifica a flessione

$$M_{max\ c(+)} = 197\text{kNm}$$

Ferri sup: $\Phi 24/10$

Ferri inf: $\Phi 22/20$



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	43	1	45.24	5
			2	19.01	38

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{cl} 2.029

M_{xRd} 265.6 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 22.72 ‰
d 38 cm
x 5.072 x/d 0.1335
δ 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICHE A TAGLIO

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

b_w	larghezza sezione	1000	[mm]
h	altezza sezione	410	[mm]
d	altezza utile	360	[mm]
A_{sl}	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100
	traliccio	0	0
		4524	[mm ²]
		0	[mm ²]
ρ_l	rappporto geometrico di armatura longitudinale	0.013	
σ_{cp}	tensione media di compressione nella sezione	0	[MPa]
γ_m		1.5	
R_{ck}		40.0	
f_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica	33.2	[MPa]
v_{min}		0.47	[MPa]
K		1.75	<=2
		167.4	
V_{Rd1}	resistenza a taglio	261.5	[kN]
V_{ed}	taglio sollecitante	365	[kN]

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

φ	diámetro staffe	10.0	[mm]
n staffe		5.0	
s	passo	200	[mm]
A_{Sw}	area staffe	392.7	[mm ²]
γ_m		1.50	
f_{yk}		450	[MPa]
f_{yd}		391.3	[MPa]
α	angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	45.0	[deg]
cot α		1.0	

θ	angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	21.8	[deg]
cot θ		2.5	

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

V_{Rsd}		616.1	[kN]
------------------------	--	-------	------

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$


f_{cd}	resistenza a compressione	18.8	[MPa]
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	9.4	[MPa]
α_c	per membrane non compresse	1	
V_{Rcd}		1471.2	[kN]

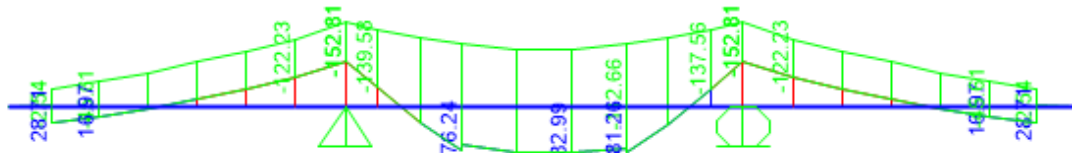
V_{Rd2}	taglio resistente = min(V _{Rsd} , V _{Rcd})	616.1	[kN]
V_{ed}	taglio affidato all' armatura	365.0	[kN]


VERIFICATO

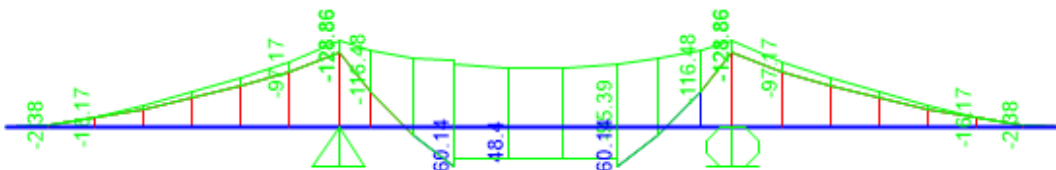
15.4.2 Verifiche SLE

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni Rara e Frequente ed il calcolo delle rispettive tensioni:

 Moment 3-3 Diagram (INVILUPPO RARA+PP)



 Moment 3-3 Diagram (INVILUPPO FREQ+PP)



RARA

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	149.29	4524	1571	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

0.000577

M	x	J id
152810	149.3	4.02E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
5.67E-03	0.11
kN/mm ²	kN/mm ²

5.67	113.28
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	149.29	4524	1571	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.

0.000577

M	x	J id
128860	149.3	4.02E+09
kNmm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
4.78E-03	0.10
kN/mm ²	kN/mm ²

4.78	95.52
MPa	MPa

RARA

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	86.18	1571	4524	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
2.66E-05

M	x	J id
83000	86.2	1.92E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
3.73E-03	0.17
kN/mm ²	kN/mm ²
3.73	170.01
MPa	MPa
compress	traz

QUASI PERMANENTE

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	410	86.18	1571	4524	50	50	348
	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm

f.o.
2.66E-05

M	x	J id
63140	86.2	1.92E+09
kNm	mm	mm ⁴

σ cls	σ acc
2.84E-03	0.13
kN/mm ²	kN/mm ²
2.84	129.33
MPa	MPa

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	1571	mm ²
x	149.29	mm
Jid,x	4.02E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	152.81	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	5.67	N/mm ²

verifica ok

comb quasi perman.	128.86	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	4.78	N/mm ²

verifica ok

ACCIAIO (comb.rara)	152.81	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	113.3	N/mm ²

verifica ok

CONDIZIONI AMBIENTALI

molto aggressive

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

frequente quasi permanente

limiti (w1) 0.2 0.2 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	24	mm
SPAZIATURA	20	mm

COMB RARA

σs	113.3	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CLS
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Rck	40	
h	410	mm
d	360	mm
c	50	mm
fck	33.2	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm ²
As inf	1571	mm ²
x	149.29	mm
Jid,x	4.02E+09	mm ⁴

mom.flettente

comb.rara	83	kNm
0.60 fck-20%	19.9	N/mm ²
σc	3.73	N/mm ²

verifica ok

comb quasi perman.	63.14	kNm
0.45 fck-20%	14.9	N/mm ²
σc	2.84	N/mm ²

verifica ok

ACCIAIO (comb.rara)	83	kNm
0.8 fyk	360	N/mm ²
σs	170.0	N/mm ²

verifica ok

Armatura longitudinale di ripartizione

Come armatura longitudinale di ripartizione si adottano Φ 16/20cm inferiormente e superiormente.

Dalle verifiche risulta giustificata un'incidenza di acciaio d'armatura nella soletta pari a 200 kg/m³.

CONDIZIONI AMBIENTALI

molto aggressive

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

frequente *quasi permanente*

limiti (w1) 0.2 0.2 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto,

limitando la tensione di trazione nell'armatura,

valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente,

ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	20	mm
SPAZIATURA	200	mm

COMB RARA

σs	170.0	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	25	mm
verifica	OK	

SPAZIATURA MAX	200	mm
verifica	OK	

16 VALUTAZIONE DELLE INDICIDENZE

Spessore soletta [m]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]		
0.43	LATO A	24	10	35.51	LATO A	12	5	4.44	59.31	180
	LATO B	22	5	14.92	LATO B	12	5	4.44		