



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



Pregio tecnico



Caratteristiche ambientali



Cantierizzazione e fasi di lavoro

OFFERTA TECNICA

VIABILITA' DI SERVIZIO

PONTI

PASSERELLA CICLO-PEDONALE RIO SALIUS

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA	CODICE ELABORATO DI OFFERTA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev			
DPCA06	D	1501	T00	PO08	STR	RE01	B	-	18/05/2018	

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	3
1.2	Oggetto specifico della relazione: impalcato.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	7
2.1.1	Documenti di carattere generale	7
2.1.2	Analisi sismica delle strutture	7
2.1.3	Apparecchi d'appoggio.....	7
2.1.4	Strutture in acciaio.....	7
2.1.5	Normative sui materiali.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	8
3.1	Acciaio da carpenteria	8
4	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO.....	9
4.1	Carichi permanenti strutturali.....	9
4.2	Carichi permanenti portati.....	9
4.3	Carichi variabili da traffico.....	9
4.3.1	Carichi verticali.....	9
4.4	Dilatazione termica	9
4.5	Vento	9
4.6	Azione Sismica	10
4.6.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica.....	10
4.6.2	Parametri sismici di riferimento	10
4.7	Combinazione dei carichi.....	11
5	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA.....	12
6	ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO.....	13
6.1	Modellazione FEM.....	13
6.1.1	Descrizione del modello	13
6.1.2	Caratteristiche inerziali delle del cassone ortotropo	14
6.2	Risultati dell'analisi	16



7	VERIFICHE IMPALCATO METALLICO	20
7.1	Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo	20
7.1.1	Verifiche di resistenza allo SLU	20
7.1.2	Deformabilità e contromonta	22
8	SOLETTA CA CON LAMIERA GRECATA	24
9	APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	25

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo "NUOVA SS 554 "CAGLIARITANA", adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850".

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, la **passerella ciclo-pedonale** parallela al corso del Rio Salius, che interferisce con la direttrice principale in corrispondenza della progressiva 5+400 circa.

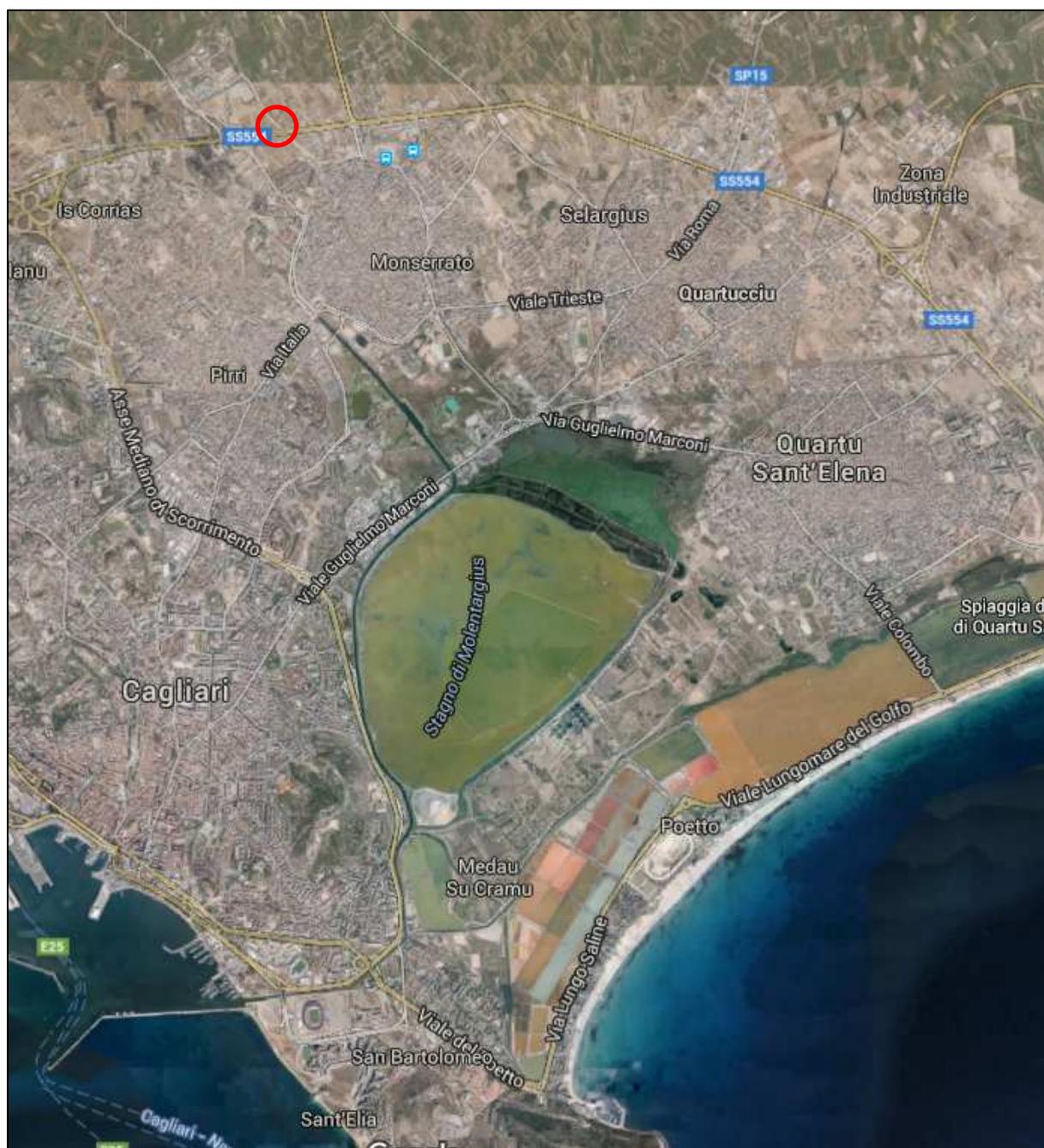


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: impalcato

L'impalcato della passerella costituisce l'oggetto della presente relazione. Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera.

L'opera in oggetto si inserisce su un nuovo percorso ciclo-pedonale, di cui un tratto di circa 700 m risulterà compreso nelle opere di progetto; di questi circa 222 m saranno su impalcato, circa 50 m su muri andatori in continuità sulle spalle, ed i rimanenti 450 m saranno caratterizzate da sezione in rilevato o a piano campagna.

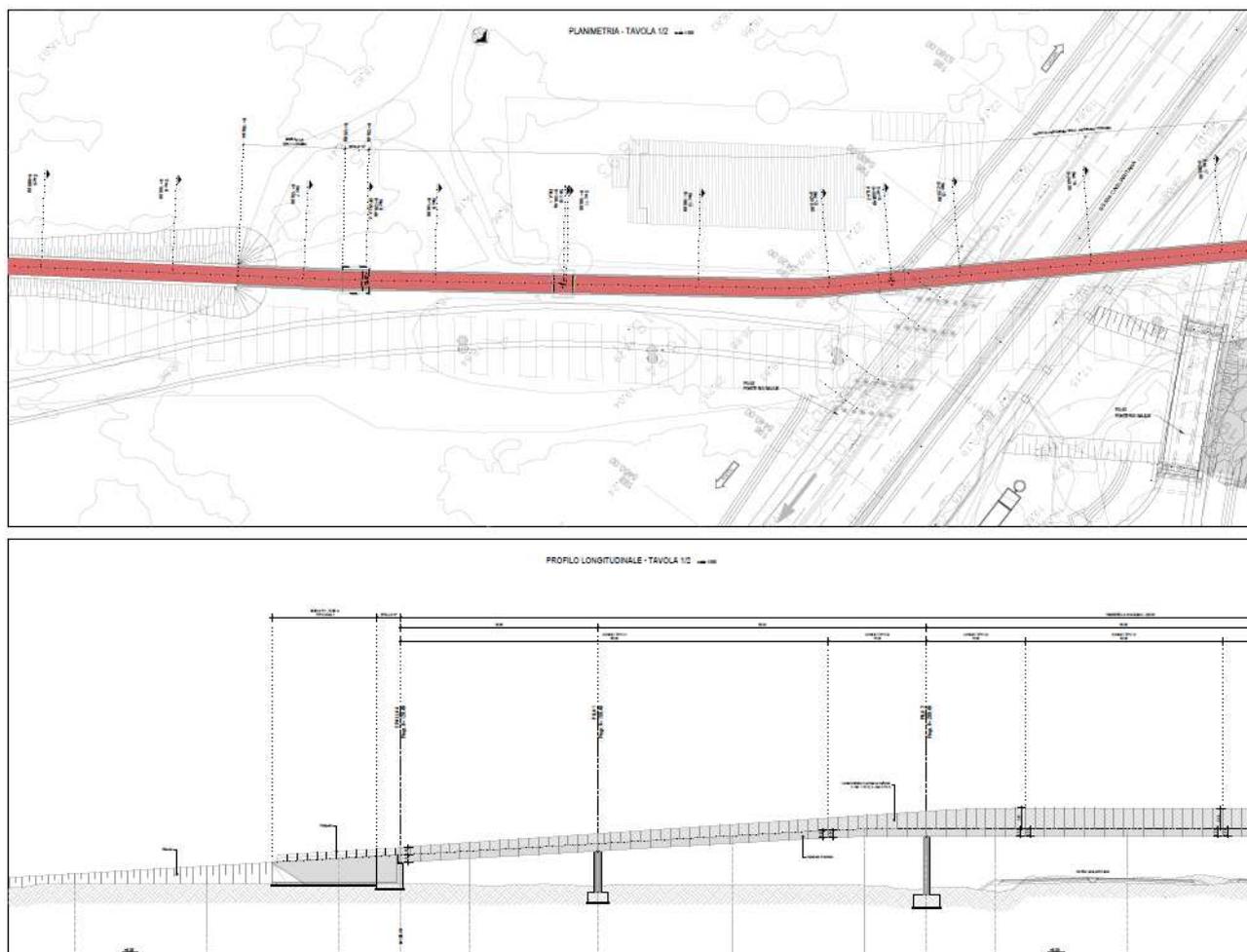


Figura 2 – Pianta e prospetto del ponte (1 di 2)

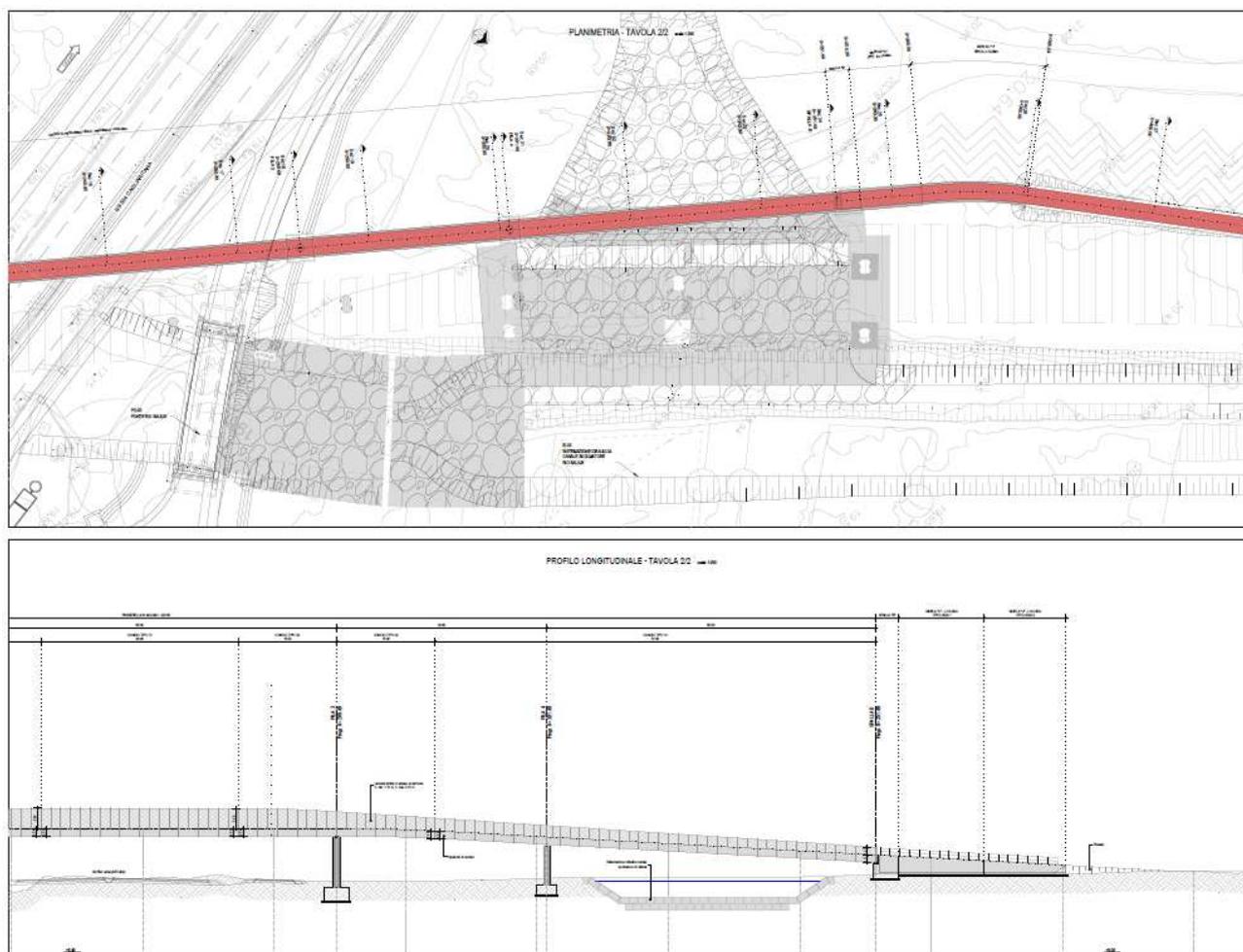
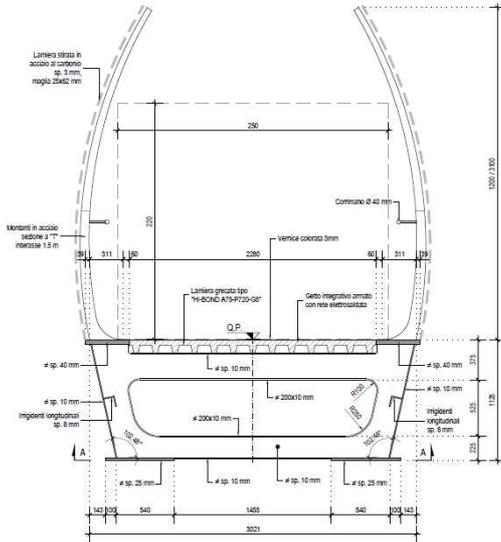


Figura 3 – Pianta e prospetto del ponte (2 di 2)

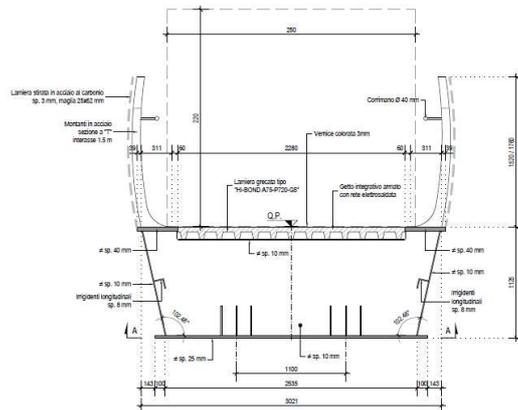
L'impalcato si sviluppa in continuità su 5 campate di luce rispettivamente pari a 50, 32, 60, 50 e 30 metri, si vedano gli elaborati grafici allegati.

La sezione trasversale si compone della sede ciclo-pedonale per una fascia centrale di 2.5 m, il settore rimanente comprende i due cordoli laterali in cui si innestano i parapetti (di larghezza pari a 0.25 m) risultando un ingombro complessivo di 3.00 m. La struttura portante di impalcato si compone di due travi principali in acciaio e soletta in lamiera grecata. Si realizzano traversi ad interasse 3 m che garantiscono la ripartizione del carico ortogonalmente all'asse longitudinale.

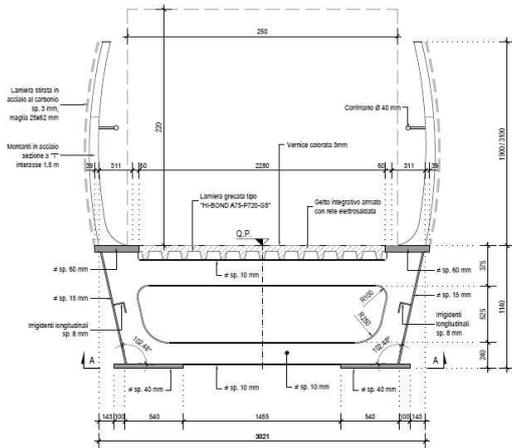
SEZIONE TRAVERSO CAMPATA (interasse 3 m) - TIPO C1 scala 1:25



SEZIONE TRAVERSO APPOGGIO - TIPO C1 scala 1:25



SEZIONE TRAVERSO CAMPATA (interasse 3 m) - TIPO C2 scala 1:25



SEZIONE TRAVERSO APPOGGIO - TIPO C2 scala 1:25

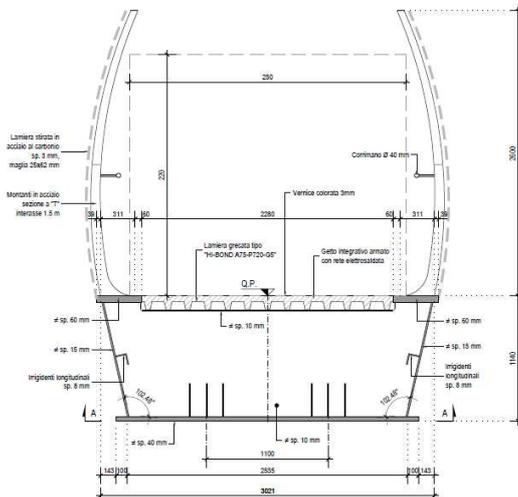


Figura 4 – Sezioni dell'impalcato

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

2.1.1 Documenti di carattere generale

A livello generale si sono utilizzati i seguenti riferimenti:

- **D.M. 14.01.2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 02.02.2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.1.2 Analisi sismica delle strutture

Ad integrazione delle indicazioni proposte nel D.M. 14.01.2008, ove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- **EN 1998-1:2004** "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

2.1.3 Apparecchi d'appoggio

- Istruzione C.N.R. 10018/99 "Apparecchi di appoggio per le costruzioni: istruzioni per l'impiego".

2.1.4 Strutture in acciaio

- **Istruzione C.N.R. 10011/88** "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **Istruzione C.N.R. 10030/87** "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- **Eurocodice 3-1-1** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 3-2** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio";

2.1.5 Normative sui materiali

- **UNI EN 10025-2** "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali";
- **UNI EN 10025-6** "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica".

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Acciaio da carpenteria

Per la carpenteria metallica è stata adottata la classe **S355**. Le caratteristiche meccaniche richieste per i prodotti utilizzati sono le seguenti:

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
- Coefficiente di sicurezza: $\gamma_a = 1.05$
- Modulo elastico: $E_S = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione: $\alpha = 1.2 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Le viti ed i dadi impiegati nei giunti tra le membrature, dovranno essere conformi alle indicazioni proposte nelle UNI 3740, nelle UNI 5712 e nelle UNI 5713. In corrispondenza di ogni dado e di ogni testa dovranno essere inoltre disposte delle rosette in acciaio C 50 rinvenuto HRC 32-40, conformi alle caratteristiche dimensionali proposte nelle UNI 5714. I giunti realizzati sulla struttura, a seconda della posizione, manifestano un comportamento ad attrito o a taglio. In entrambi i casi si utilizzeranno **bulloni di classe 10.9**. I bulloni dovranno possedere un serraggio controllato e conforme a quanto indicato nel D.M. 0.9.01.1996 sia nelle unioni di tipo convenzionale che nelle unioni progettate per lavorare ad attrito. Le **saldature** dovranno essere eseguite secondo quanto indicato nelle CNR UNI 10011 e nel D.M. 0.9.01.1996, adottando le misure necessarie a garantire la corretta realizzazione sia delle saldature a cordone d'angolo che di quelle a completa penetrazione.

4 CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO

4.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m³.

4.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Parapetto}} = 2.40 \times 2 = 4.80 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Soletta}} = 4.2 \text{ kN/m}$

4.3 Carichi variabili da traffico

4.3.1 Carichi verticali

I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di terza categoria**. Si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.



Figura 5 – Schema di carico 5 (D.M. 2008): folla compatta

4.4 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative (NTC08 sezione 5.2.2.5.2) si considerano i seguenti carichi termici:

- **Variazione termica uniforme:** $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$. Con la medesima (amplificata del 50 %) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio;
- **Variazione termica non uniforme:** differenza di temperatura di 5°C tra intradosso ed estradosso trave con segno da determinarsi caso per caso.

4.5 Vento

L'azione del vento è stata computata secondo le prescrizioni del DM08 applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione di 2.50 kN/m².

4.6 Azione Sismica

4.6.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

4.6.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria C** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc' [s]
SLO	120	0,033	2,756	0,31
SLD	201	0,039	2,82	0,322
SLV	1898	0,07	3,058	0,393
SLC	2475	0,075	3,09	0,401

Tabella 1 – Parametri sismici di riferimento

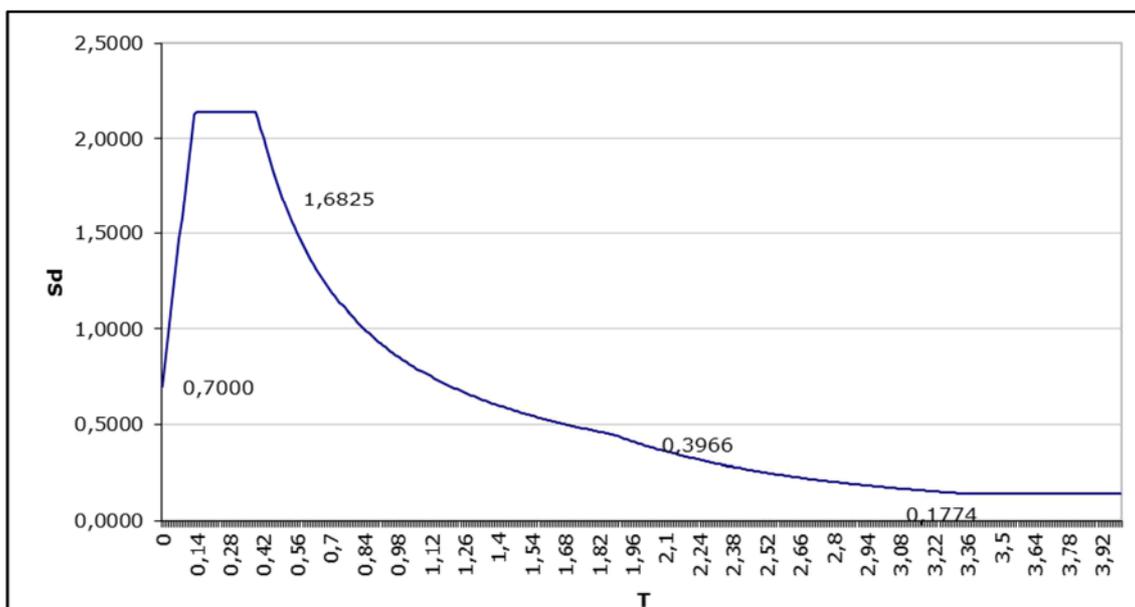


Figura 6 – Spettro di risposta allo SLV

4.7 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Gruppo di azioni	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Tabella 2 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Tabella 3 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 4 – Coefficienti di combinazione delle azioni

5 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice **Straus 7** (release 2.4.6) prodotto dalla ditta **Strand7 Software - Sydney** e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione (“Verification Manual”), finalizzata ad attestare l’accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene effettuata adottando il **metodo agli stati limite**.

6 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

6.1 Modellazione FEM

Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura d'impalcato viene effettuato per mezzo di una **modellazione FEM 3D** condotta impiegando il software Straus7 (release 2.4.6).

6.1.1 Descrizione del modello

L'impalcato viene modellato come travata continua impiegando elementi beam a 2 nodi ai quali sono assegnate le specifiche sezioni definite mediante file bxs.

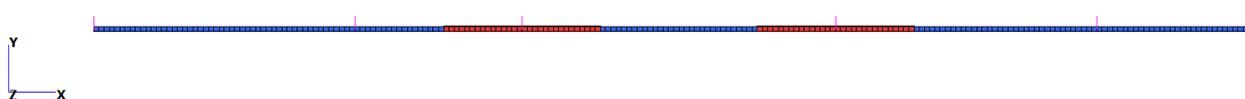


Figura 7 – Modello FEM 3D: prospetto.

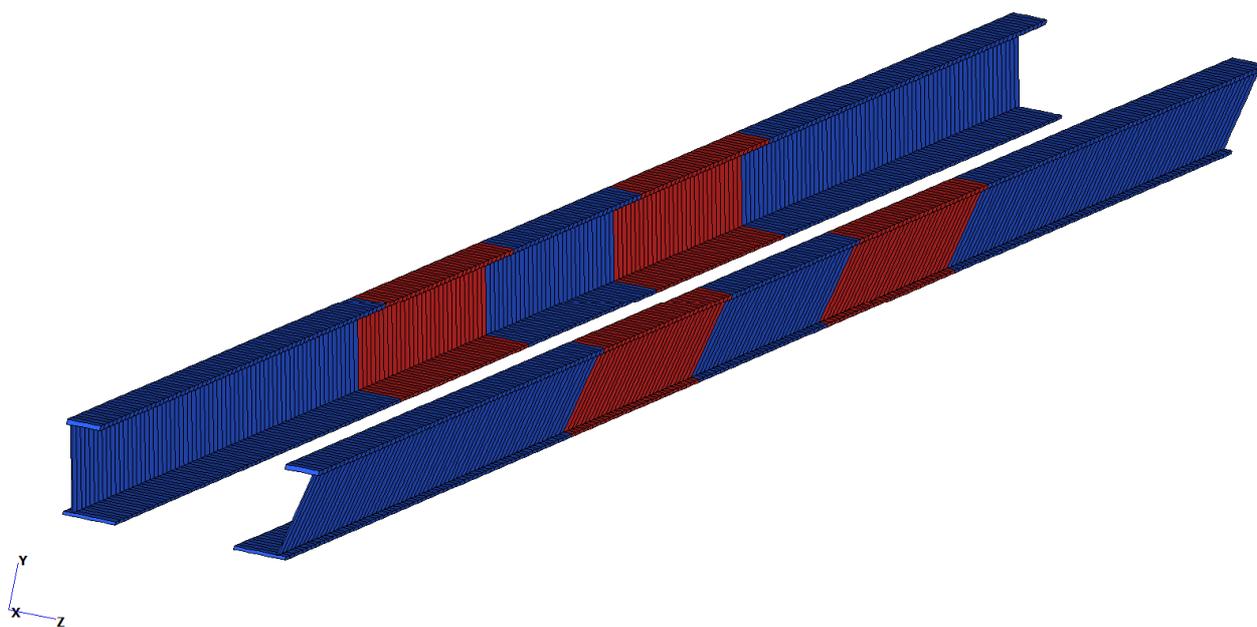


Figura 8 – Modello FEM: vista 3D

6.1.2 Caratteristiche inerziali delle del cassone ortotropo

Il cassone chiuso in acciaio a lastra ortotropa si realizza assemblando 2 diverse tipologie di concio le cui proprietà inerziali sono riportate di seguito in forma tabellare (con J_s e J_w si individuano i momenti d'inerzia rispettivamente nei piani forte e debole della sezione).

CONCIO C1

Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	0	mm
	h_c	0	mm
	h_p	0	mm
Altezza totale	H	1,125	mm
Ala sup	b_{sup}	820	mm
	$t_{f,sup}$	40	mm
Anima	h_w	1,060	mm
	t_w	20	mm
Ala inf	b_{inf}	1,280	mm
	$t_{f,inf}$	25	mm

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
112.5	128.0	2.5	320.0	1.3	166.7	436907	666.7
	106.0	2.0	212.0	55.5	198502.7	71	282.7
	82.0	4.0	328.0	110.5	437.3	183789	1749.3

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,web}$	$A_{v,flanges}$	J_s	J_w	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
56.3	860.0	212.0	648.0	2,132,549.0	620,766.7	2,698.7	37,884.6	37,939.4

CONCIO C2

Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	0	mm
	h_c	0	mm
	h_p	0	mm
Altezza totale	H	1,140	mm
Ala sup	b_{sup}	820	mm
	$t_{f,\text{sup}}$	60	mm
Anima	h_w	1,040	mm
	t_w	30	mm
Ala inf	b_{inf}	1,280	mm
	$t_{f,\text{inf}}$	40	mm

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_f
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
114.0	128.0	4.0	512.0	2.0	682.7	699051	2730.7
	104.0	3.0	312.0	56.0	281216.0	234	936.0
	82.0	6.0	492.0	111.0	1476.0	275684	5904.0

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,\text{web}}$	$A_{v,\text{flanges}}$	J_s	J_w	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
55.6	1,316.0	312.0	1,004.0	3,264,403.9	974,968.7	9,570.7	58,761.8	55,852.6

6.2 Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di azioni interne.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4190	11457

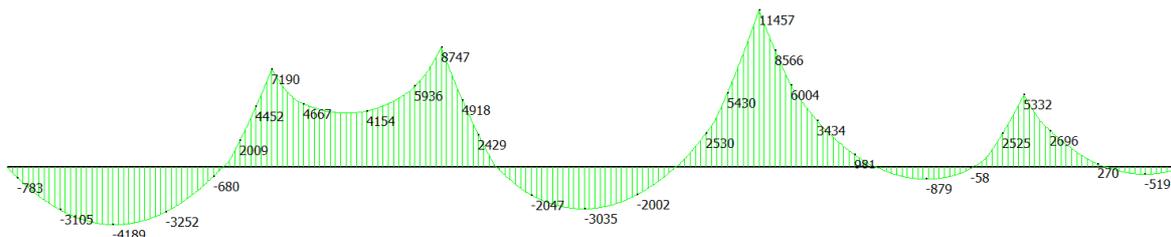


Figura 9 – Involuppo max SLE_rara: momento flettente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-7435	6647

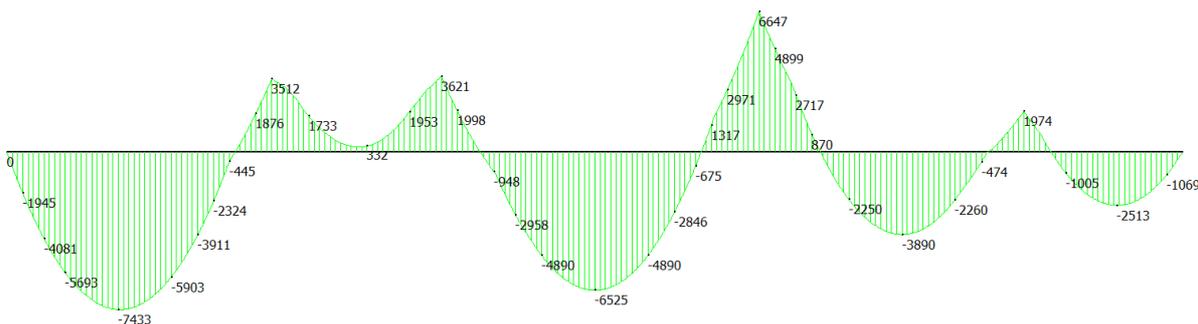


Figura 10 – Involuppo min SLE_rara: momento flettente

	MIN	MAX
SF2(KN)	-619	1114



Figura 11 – Inviluppo max SLE_rara: taglio

	MIN	MAX
SF2(KN)	-1031	685

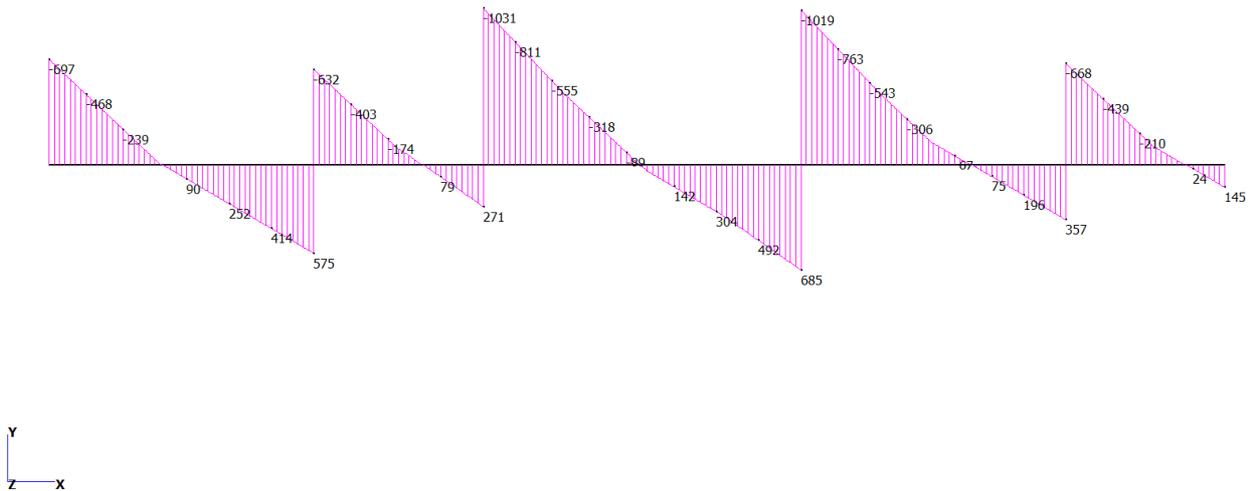


Figura 12 – Inviluppo min SLE_rara: taglio

	MIN	MAX
SF2(kN)	-612	1504

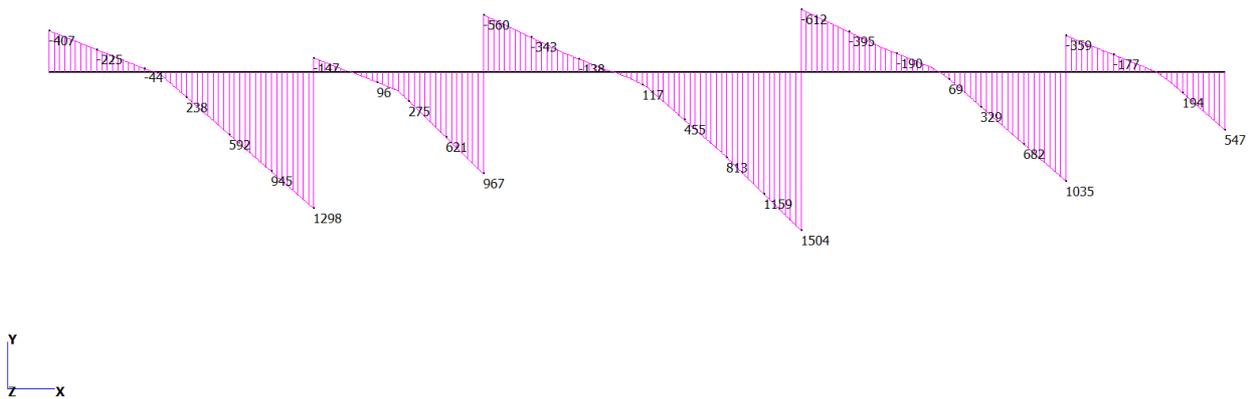


Figura 15 – Inviluppo max SLU: taglio

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1391	679

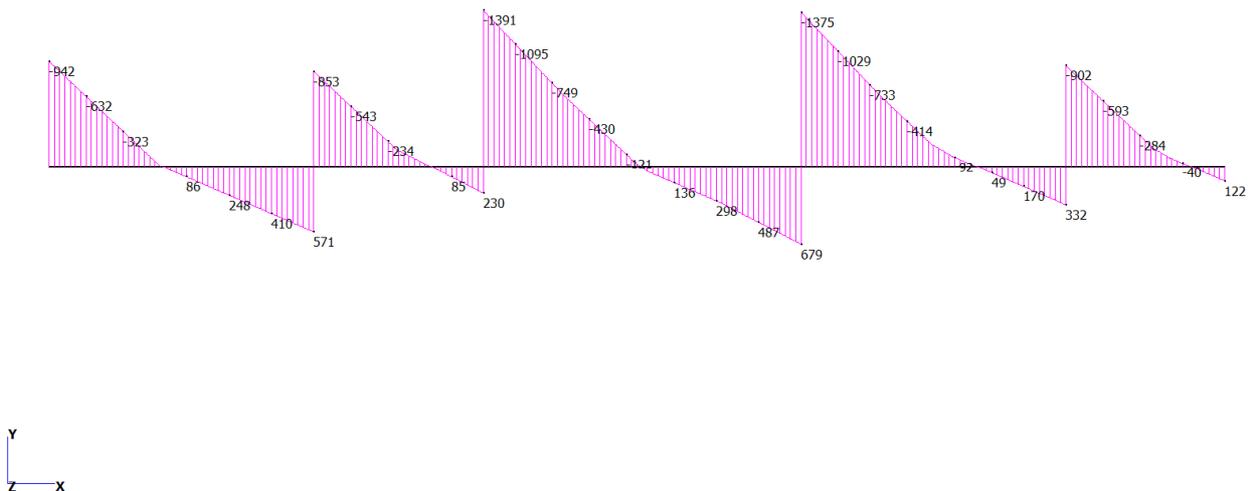


Figura 16 – Inviluppo min SLU: taglio

7 VERIFICHE IMPALCATO METALLICO

7.1 Travi principali a sezione mista acciaio-calcestruzzo

Si riportano le verifiche strutturali maggiormente significative. La snellezza delle sezioni di verifica inibisce il calcolo plastico, si opera quindi in campo elastico. Si verifica che le tensioni ideali di Von Mises siano inferiori o al limite uguali alla tensione di snervamento di progetto dell'acciaio.

7.1.1 Verifiche di resistenza allo SLU

CONCIO C1_M+

M_1	10,035.0	KNm
V_1	0.0	KN
N_1	0.0	KN

Verifica di resistenza (Criterio di Von Mises)

	Acciaio			
	Flangia inf	Anima		Flangia Sup
	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
σ_{id}	264.88	253.12	-245.68	-264.50
f_{yk}	355	355	355	355
f_{sd} & f_{ad}	338.10	338.10	-338.10	-338.10
Tasso di lavoro	78%	75%	73%	78%

CONCIO C1_M-

M_1	-9,706.0	KNm
V_1	853.0	KN
N_1	0.0	KN

Verifica di resistenza (Criterio di Von Mises)

	Acciaio			
	Flangia inf	Anima		Flangia Sup
	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
σ_{id}	-256.20	-254.55	247.63	255.83
f_{yk}	355	355	355	355
f_{sd} & f_{ad}	-338.10	-338.10	338.10	338.10
Tasso di lavoro	76%	75%	73%	76%

CONCIO C2_M-

M_1	-15,467.0	KNm
V_1	1,504.0	KN
N_1	0.0	KN

Verifica di resistenza (Criterio di Von Mises)

	Acciaio			
	Flangia inf	Anima		Flangia Sup
	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{d,s,inf,anima}$	$\sigma_{d,s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
σ_{id}	-263.22	-258.14	262.15	276.93
f_{yk}	355	355	355	355
f_{sd} & f_{ad}	-338.10	-338.10	338.10	338.10
Tasso di lavoro	78%	76%	78%	82%

7.1.2 Deformabilità e contromonta

Si analizza la risposta della struttura in termini deformativi andando a definire le contromonte da assegnare all'impalcato. Nello specifico si indaga la campata da 60 m essendo quella di maggiore luce.

La freccia massima in combinazione SLE rara porge:

$$f_{G1} = 105 \text{ mm}$$

$$f_{G2} = 126 \text{ mm}$$

$$f_Q = 197 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le deformate in combinazione SLE rara.

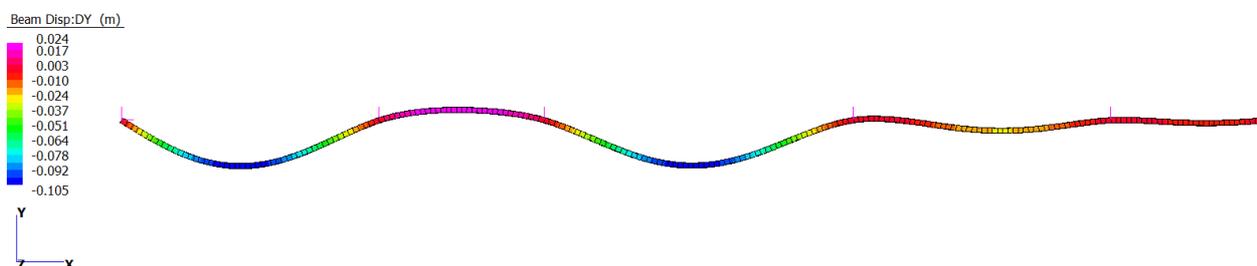


Figura 17 – f_{G1}

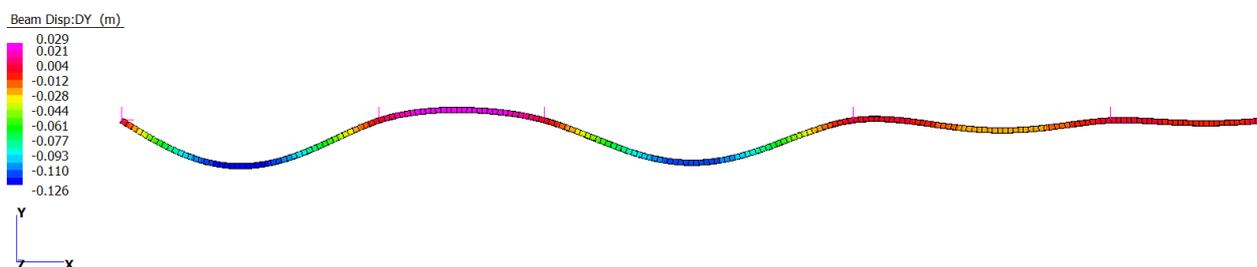


Figura 18 – f_{G2}

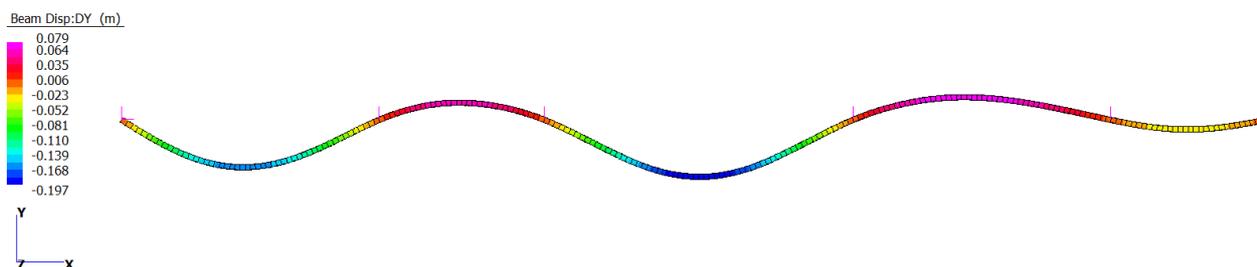


Figura 19 – f_Q

Con riferimento ai soli carichi accidentali da folla compatta (schema di carico 5) si definisce una freccia limite:

$$f_{lim} = L/300 = 60000/300 = 200 \text{ mm}$$

la relativa verifica porge



$$f_Q = 197 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

e risulta soddisfatta.

La contromonta viene definita in maniera tale da compensare la totalità dei carichi permanenti ed il 20% dei carichi variabili.
Si ha quindi:

$$\text{Contromonta} = 105 + 126 + 0.20 \times 197 = 270 \text{ mm}$$

8 SOLETTA CA CON LAMIERA GRECATA

La soletta grecata in CA si calcola cautelativamente in semplice appoggio su una luce di 3 metri, corrispondente all'interasse dei traversi. Di seguito si riportano le sollecitazioni SLE e SLU e le relative verifiche.

R20171214_Soletta_grecata

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	7.7	-
SLE Frequente	0.0	7.7	-
SLE Rara	0.0	7.7	-
SLU	0.0	10.4	10.3
SLV	0.0	0.0	0.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	12.5
Altezza utile della sezione	d [cm]	11
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	1250

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	2.0	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	5.65	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.539%		

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	8	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	2.0	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	2.51	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.239%		

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	40	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete	
Resistenza cubica a compressione	R _{ck} 40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa] 32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa] 40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa] 3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa] 2.12
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa] 18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa] 9.49

Acciaio	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa] 391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 4.53	14.400
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 4.53	19.200
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 145.88	360.000

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.000	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{Sd} [kN]	10.3
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	65.09
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	6.35

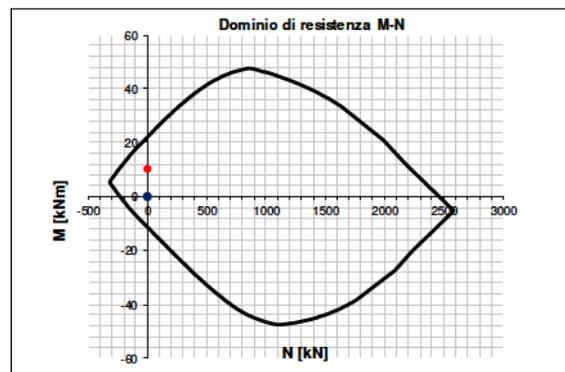
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	10.4	0.0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	22.0	22.0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2.13	-

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-



9 APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

La proposta sviluppata per il viadotto ciclopedonale è ricaduta su **appoggi in elastomero armato** dotati di ancoraggio meccanico. Diversamente dagli apparecchi a disco elastomerico confinato, essi hanno la peculiarità di collocarsi in un campo intermedio tra gli apparecchi strettamente di tipo fisso e quelli mobili, consentendo deformazioni in qualunque direzione del piano orizzontale, generando reazioni elastiche di intensità proporzionale alle deformazioni stesse. Completano il sistema giunti di dilatazione di tipo leggero progettati comunque per sostenere il carico stradale.

Gli appoggi elastomerici sono stati dimensionati sulla base delle sollecitazioni di progetto riportate nella tabella seguente. In ragione di un'ottimizzazione delle dimensioni degli stessi, due diversi appoggi, uno per le pile e uno per le spalle.

APPOGGI		SPALLA B		P4		P3		P2		P1		SPALLA A
SLU traffico	N [kN]	941		2152		2358		2878		1937		547
	M [kNm]	67		110		123		147		107		40
	V [kN]	45		73		82		98		71		27
	N_{min} [kN]	531		1176		1291		1573		1066		310
	N_{max} [kN]	410		976		1067		1305		871		237
	V [kN]	22		37		41		49		36		13
SLU vento (folla favorevole)	N [kN]	571		1218		1374		1808		1115		284
	M [kNm]	111		183		205		245		178		67
	V [kN]	74		122		137		163		119		45
	N_{min} [kN]	387		775		873		1127		720		203
	N_{max} [kN]	184		443		501		681		396		81
	V [kN]	37		61		68		82		59		22

Tabella 5 – Azioni di progetto per gli appoggi in elastomero armato

Gli spostamenti di appoggi e giunti, come specificato in precedenza, sono computati considerando l'azione termica amplificata del 50%.

La deformazione termica porge

$$\epsilon_{\Delta T} = 1.2 \times 10^{-5} \times 25 \times 1.5 = 450 \times 10^{-6}$$

Lo spostamento su una lunghezza di impalcato $L = 222$ m si valuta come

$$\Delta L = \epsilon_{TOT} L = 100 \text{ mm}$$

Si impiegano conseguentemente giunti di dilatazione in grado di garantire un escursione di ± 100 mm.